

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS  
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**HENRIQUE RAYMUNDO**

**“ANÁLISE DE PAVIMENTOS DE EDIFÍCIOS EM CONCRETO PRÉ-  
FABRICADO CONSIDERANDO O EFEITO DIAFRAGMA”**

**SÃO CARLOS – SP  
2012**

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS  
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**HENRIQUE RAYMUNDO**

**“ANÁLISE DE PAVIMENTOS DE EDIFÍCIOS EM CONCRETO PRÉ-  
FABRICADO CONSIDERANDO O EFEITO DIAFRAGMA”**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Construção Civil da Universidade Federal de São Carlos, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Construção Civil.

**Orientador:** Prof. Dr. Roberto Chust Carvalho

**SÃO CARLOS - SP  
2012**

**Ficha catalográfica elaborada pelo DePT da  
Biblioteca Comunitária da UFSCar**

R273ap

Raymundo, Henrique.

Análise de pavimentos de edifícios em concreto pré-fabricado considerando o efeito diafragma / Henrique Raymundo. -- São Carlos : UFSCar, 2012.  
245 f.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal de São Carlos, 2012.

1. Construção civil. 2. Lajes alveolares. 3. Concreto pré-moldado. 4. Pavimentos de edificações. I. Título.

CDD: 690 (20<sup>a</sup>)



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS  
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA  
Programa de Pós-Graduação em Construção Civil  
Rod. Washington Luís, Km 235  
13565-905 – São Carlos – SP  
Fone: (16) 3351-8261 Fax (16) 3351-8262  
e-mail: [ppgciv@ufscar.br](mailto:ppgciv@ufscar.br) site: [www.ppgciv.ufscar.br](http://www.ppgciv.ufscar.br)

**“ANÁLISE DE PAVIMENTOS DE EDIFÍCIOS EM CONCRETO PRÉ-FABRICADO  
CONSIDERANDO O EFEITO DIAFRAGMA”**

**HENRIQUE RAYMUNDO**

Dissertação de Mestrado defendida e aprovada em treze de fevereiro de 2012.

Banca Examinadora constituída pelos membros:

---

**Prof. Dr. Roberto Chust Carvalho**  
Departamento de Engenharia Civil/PPGCiv/UFSCar  
Orientador

---

**Prof. Dr. Narbal Ataliba Marcellino**  
Departamento de Engenharia Civil/Universidade Federal de Santa Catarina/UFSC  
Examinador Externo

---

**Prof. Dr. Marcelo de Araújo Ferreira**  
Departamento de Engenharia Civil/PPGCiv/UFSCar



*Não corrigir nossas  
falhas é o mesmo que  
cometer novos erros.*

*CONFÚCIO*

## ***AGRADECIMENTOS***

---

Deixo meus sinceros agradecimentos...

... primeiramente à Deus, por simplesmente tudo;

... à todos os integrantes da minha família, meu pai Osny, minha mãe Sueli e meu irmão André, que me apoiaram totalmente nesta correta escolha da minha vida, que é, a partir de agora, possuir o título de mestre em construção civil. Por início deixo o meu muito obrigado por tudo;

... à minha namorada e quase noiva Carol, pelas belas idéias, opiniões perfeitas e ajuda dadas neste trabalho, que contribuíram de maneira primordial para a conclusão do mesmo. Por fim, pela grande compreensão da ausência em grandes períodos do seu lado, para que eu pudesse tornar este trabalho uma realidade;

... à todos os amigos de Rio Claro e outros lugares. Amigos nas horas boas e ruins;

... aos companheiros da Leonardi Construção Industrializada, por todos os conhecimentos que pude aprender neste período, que de alguma maneira puderam ser aplicados neste trabalho e que, com certeza, trouxeram a ele uma qualidade muito melhor;

... à todos os professores da Universidade Federal de São Carlos, sem exceção, que nos proporcionaram a possibilidade oficial de sermos chamados, primeiramente, de engenheiros civis e, posteriormente, de mestres. Em especial ao professor Marcelo Ferreira, pelas inúmeras contribuições no exame de qualificação, ajuda na procura de bibliografias e conversas informais que contribuíram de maneira significativa no detalhamento das informações presentes neste trabalho

... ao professor Mounir El Debs, da Escola de Engenharia de São Carlos – USP, pelos comentários na medida e grandes idéias passadas no exame de qualificação;

... ao mais do que professor Roberto Chust, que através de suas aulas e suas descontraídas conversas consegue passar conhecimentos técnicos e informações de vida que, com certeza, ficarão para sempre em minha memória. Afinal, ser professor não é uma escolha que todos podem ter, é uma dádiva que poucos, como ele, receberam.

## **RESUMO**

---

RAYMUNDO, H. **Análise de pavimentos de edifícios em concreto pré-fabricado considerando o efeito diafragma**. 2012. 245 f. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2012.

Uma das principais diferenças das estruturas compostas por elementos pré-fabricados das estruturas convencionais (moldadas *in loco*) faz referência à maneira de como os elementos estruturais são ligados entre si. O modo de funcionamento de tais ligações é primordial para se realizar uma correta análise de estabilidade e deslocabilidade dessas edificações.

Um local no qual a ligação se faz muito importante na verificação do comportamento estrutural é entre os elementos de laje alveolar. Em uma estrutura convencional, geralmente composta por pavimentos de lajes maciças, observa-se que as lajes têm um comportamento de grande influência na distribuição de esforços advindos de ações horizontais entre os pórticos resistentes e, conseqüentemente, na estabilidade da mesma. Esse fenômeno, definido como *diafragma rígido*, pode também estar presente em edificações pré-fabricadas, com pavimentos compostos por lajes alveolares. De modo a se verificar a necessidade de inserção de alguns detalhes de ligação entre os elementos de laje (juntas entre as lajes e entre outros elementos) serão propostos neste trabalho a análise de cinco estruturas com características distintas, considerando as diferentes possibilidades de elementos de contraventamento e disposição das lajes pré-fabricadas no piso. Será analisada a diferença na distribuição dos esforços nos pavimentos, considerando a aplicação de paredes de cisalhamento e pórticos, bem como a disposição de lajes paralelas e perpendicular a ação lateral. A interferência da capa estrutural também será analisada em um dos exemplos numéricos. A partir de uma modelagem específica para os pavimentos dessas diferentes edificações e situações, com diferentes níveis de ações horizontais, podem-se determinar os esforços em pontos específicos dos mesmos, indicando assim os tipos de reforços que deverão ser dispostos para que de fato os pavimentos funcionem como diafragma.

Por fim, pretende-se discorrer sobre como a organização dos elementos pré-fabricados interfere na distribuição dos esforços no pavimento (juntas entre os elementos de laje), com base nas diferentes quantidades de armaduras de reforço do pavimento que cada tipo de estrutura exigirá.

**Palavras-Chave:** Diafragma rígido, Pré-fabricados, Laje alveolar, Pavimentos, Estabilidade.

## ***ABSTRACT***

---

RAYMUNDO, H. **Analysis of floors of buildings in precast concrete considering the diaphragm effect.** 2012. 245 f. Exemplar de qualificação (Mestrado em Construção Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2012.

One of the main differences in the structures composed of prefabricated elements of the conventional structures (cast in situ) refers to the way of how structural elements are connected together. The operation of such links is essential to perform an accurate analysis of stability and removed from these buildings.

A place where the connection is very important in verifying the structural behavior is among the cellular elements of the slab. In a conventional structure, usually made of solid slabs for floors, it is observed that the behavior of slabs have a great influence on the distribution of efforts arising from actions horizontal resistance between the porch and, consequently, the stability of the same. This phenomenon, defined as a rigid diaphragm, can also be found in precast buildings, with floors composed of hollow core slabs. In order to verify the necessity of including some details of connection between the slab elements (joints between the slabs and among other things) will be proposed in this paper the analysis of five structures with different characteristics, considering the different possibilities of bracing and disposal of prefabricated slabs in the floor. Consideration will be given the difference in the distribution efforts of the pavements, considering the application of shear walls and gateways, as well as the provision of slabs parallel and perpendicular to side action. The interference of the cover structure will also be analyzed in a number of examples. From a modeling specific to the floors of these buildings and different situations with different levels of horizontal actions, one can determine the stresses at specific points of the same, thus indicating the types of reinforcements to be willing to actually floors act as a diaphragm.

Finally, we intend to discuss the organization of prefabricated elements interfere in the distribution of efforts on the pavement (joints between the slab elements), based on different amounts of reinforcing bars of each type of pavement structure will require.

***Keywords:*** *Rigid diaphragm, Precast, Hollow core slab, Floors, Stability*



## SUMÁRIO

---

<b>1. Introdução</b>	<b>10</b>
1.1 Justificativa	16
1.2 Objetivos	17
1.3 Metodologia	17
<b>2. Comportamento de edificações sujeitas à ação vertical e horizontal</b>	<b>21</b>
2.1 Ações verticais e horizontais – Arranjo de sistemas estruturais	21
2.2 Pavimento funcionando como diafragma rígido	34
2.2.1 Análise dos elementos de contraventamento usando análise matricial	36
2.2.2 Análise dos elementos de contraventamento sob ação de vento pelo processo simplificado	41
2.2.3 Exemplo numérico 01 – Processo simplificado	50
2.2.4 Análise de estruturas de múltiplos pavimentos	57
<b>3. Pavimentos com painéis alveolares protendidos</b>	<b>59</b>
3.1 Generalidades	59
3.2 Projeto do pavimento	69
3.3 Modelos de análise – Esforços solicitantes e deslocamentos	73
3.3.1 Ábacos de pré-dimensionamento	80
<b>4. Pavimento de lajes alveolares funcionando como diafragma rígido</b>	<b>82</b>
4.1 Introdução	82
4.2 Distribuição de esforços no pavimento	86
4.3 Mecanismos de transferência de cisalhamento	93
4.4 Cálculo e disposição das armaduras de reforço	97
4.5 Análise de deformações	102
4.6 Combinação de momento fletor e força cortante	105
4.7 Informações presentes em outras bibliografias	107

4.8	Ação diafragma em pavimentos compostos por capa estrutural _____	115
4.9	Análise do comportamento e cálculo de vigas parede para análise de pavimentos como chapa _____	124
4.10	Experimentos realizados com lajes funcionando como diafragma _____	129
4.10.1	Trabalho desenvolvido por Davies <i>et al</i> _____	129
4.10.2	Trabalho desenvolvido por Elliot <i>et al</i> _____	137
<b>5.</b>	<b><i>Informações sobre o diafragma rígido em documentos internacionais</i></b> _____	<b>144</b>
<b>6.</b>	<b><i>Exemplos numéricos</i></b> _____	<b>169</b>
6.1	Exemplo numérico 01 – Estrutura com paredes de cisalhamento, núcleo rígido e lajes paralelas à ação lateral _____	169
6.2	Exemplo numérico 02 – Estrutura com pórticos semi-rígidos e lajes paralelas a ação lateral _____	198
6.3	Exemplo numérico 03 – Estrutura com paredes de cisalhamento, núcleo rígido e lajes perpendiculares à ação lateral _____	211
6.4	Exemplo numérico 04 – Estrutura com paredes de cisalhamento, núcleo rígido e lajes alveolares com capa estrutural _____	220
6.5	Exemplo numérico 05 – Estrutura com duas paredes de cisalhamento e lajes alveolares paralelas à ação lateral _____	224
<b>7.</b>	<b><i>Conclusões e discussões</i></b> _____	<b>233</b>
	<b><i>REFERÊNCIAS</i></b> _____	<b>240</b>

# 1. *Introdução*

Quando comparadas às estruturas moldadas *in loco*, as edificações pré-fabricadas de múltiplos pavimentos apresentam deslocabilidade lateral maior, as vezes com a necessidade de inserir elementos e juntas moldadas *in loco* de modo a se evitar esse excesso. Esta característica é comum em tais estruturas uma vez que os elementos estruturais são produzidos independentemente e somente “*ligados*” entre si no próprio canteiro de obras, que é a posição final da edificação. Desta maneira, pode-se notar que devido a esta característica, o método de ligação entre tais elementos estruturais é uma das principais discussões que rodeiam estruturas pré-fabricadas. Tais ligações estão presentes entre as maiorias dos elementos que compõem uma estrutura: pilar – fundação, viga – pilar, lajes – vigas e lajes – lajes. Neste trabalho, as duas últimas ligações entre elementos serão as mais abordadas.

De acordo com Elliot (1996), pode-se dizer que as estruturas, sejam elas monolíticas ou pré-fabricadas, podem ser analisadas considerando vigas e pilares em um único plano (modelo *2D*). É a laje que promove e fornece uma estrutura de formato espacial, e que interfere diretamente no comportamento e funcionamento da estrutura plana comentada anteriormente. Desta maneira, é comentado que dependendo do comportamento e formato da estrutura, o modelo bidirecional pode não contemplar todos os esforços que realmente podem estar presentes em um ou outro elemento, assim como o modelo tridimensional pode identificar.

Muitos são os modos de se analisar estruturas pré-fabricadas. A análise mais simples considera, por exemplo, a modelagem individual de cada um dos pórticos da estrutura. Esta é a denominada *análise estrutural plana da estrutura*, na qual ferramentas computacionais simples e, muitas vezes livres, podem ser aplicadas. Como exemplo pode-se citar o programa *FTool* (Martha, 2008) ou o *Grelha2005* (Cotta, 2005). Com o desenvolvimento das ferramentas computacionais e das próprias máquinas, foi possível ampliar para o ambiente não acadêmico análises mais detalhadas, que consideram agora, por exemplo, uma modelagem espacial da edificação, denominada agora *pórtico espacial*. Entretanto, é possível perceber que as ferramentas existentes livres, como o *Pórtico2005* (Cotta, 2007), agora começam a se tornar mais escassas, porém inúmeros programas comerciais são encontrados, como o *STRAP*<sup>®</sup> e *SAP2000*<sup>®</sup>.



Ao se optar por analisar uma estrutura por pórticos espaciais, percebe-se que são inúmeros os detalhes e dificuldades que surgem, principalmente referentes a como um determinado detalhe da estrutura será contemplado ou representado no programa escolhido. As estruturas, principalmente as pré-fabricadas, possuem alguns detalhes que devem ser analisados e estudados para que possam ser inseridos em um programa de análise. As ligações entre os elementos podem ser descritas como uma das principais dificuldades encontradas.

Considerando a ligação entre os elementos, é observado em Elliot (1996) a diferença na distribuição de esforços nos elementos estruturais em um pórtico considerando o mesmo com ligação rígida entre os elementos (típico de uma estrutura monolítica) e outro com ligação articulada (ou “*pinada*”). Conforme comentado pelo autor, neste último caso deve-se garantir uma eficiente ligação do pilar (único elemento resistente a ação lateral) com as estruturas de fundação (ligação pilar – fundação engastada). É verificado ainda que, entre as estruturas articuladas e rígidas existe uma situação transitória, denominada de estrutura com ligações semi-rígidas, que será comentada a seguir.

Nas estruturas pré-fabricadas, elevados efeitos da não-linearidade geométrica podem estar presentes em edificações mais baixas do que quando comparadas a estruturas monolíticas (que teriam o mesmo efeito de segunda ordem em uma altura superior). A determinação da influência da não linearidade geométrica e sua consequência na estrutura podem ser feitas por alguns métodos:

- Coeficiente  $\gamma_z$  (*Gama-z*), para edificações acima de quatro pavimentos;
- Processo P- $\Delta$  (*P-Delta*);
- Processo geral (*Momento x Curvatura*).

Relacionada à deslocabilidade e aos efeitos de segunda ordem geométricos, há também o que se denomina como análise da estabilidade da edificação, muitas vezes utilizada para indicar se os efeitos de segunda ordem geométricos são ou não desprezíveis. Existem alguns indicadores aproximados, como:

- Parâmetro de instabilidade  $\gamma_z$  (*Gama-z*), para edificações acima de quatro pavimentos;
- Parâmetro de instabilidade  $\alpha$ , para edificações de qualquer altura.

A deslocabilidade também é influenciada diretamente pela não-linearidade física (fissuração do concreto). Alguns programas, quando se faz uma análise manual, seguem os preceitos simplificados recomendados pelas normas NBR6118:2004 e NBR9062:2001. Outros procedem de maneira real, calculando exatamente o coeficiente de minoração da relação  $E.I$  para cada elemento estrutural da edificação, em um processo iterativo de aplicação de ações e carregamentos.

É verificado em Elliot (1996) que em estruturas com mais de três pavimentos, os deslocamentos laterais começam a se tornar consideráveis, trazendo à estrutura rotulada elevados esforços decorrentes da não-linearidade geométrica. Neste caso, há a necessidade de se inserir na estrutura elementos de contraventamento (núcleos rígidos ou paredes de contraventamento), ou outra maneira de se limitar os deslocamentos laterais, com melhor distribuição de esforços ao longo dos pilares. Caso este da inserção de ligações semi-rígidas entre vigas e pilares. No caso da utilização de paredes de cisalhamento ou núcleos rígidos (tais elementos serão mostrados em capítulos subsequentes deste trabalho), a ligação do pilar com a fundação poderá ser agora “rotulada”, ou seja, não há mais necessidade de se garantir o perfeito engaste pilar – cálice. Neste caso, os pilares agora deverão resistir somente às cargas verticais, com o cuidado de se evitar problemas advindos de segunda ordem local nos mesmos (flambagem, por exemplo). A Figura 1. 1 indica a situação comentada anteriormente.

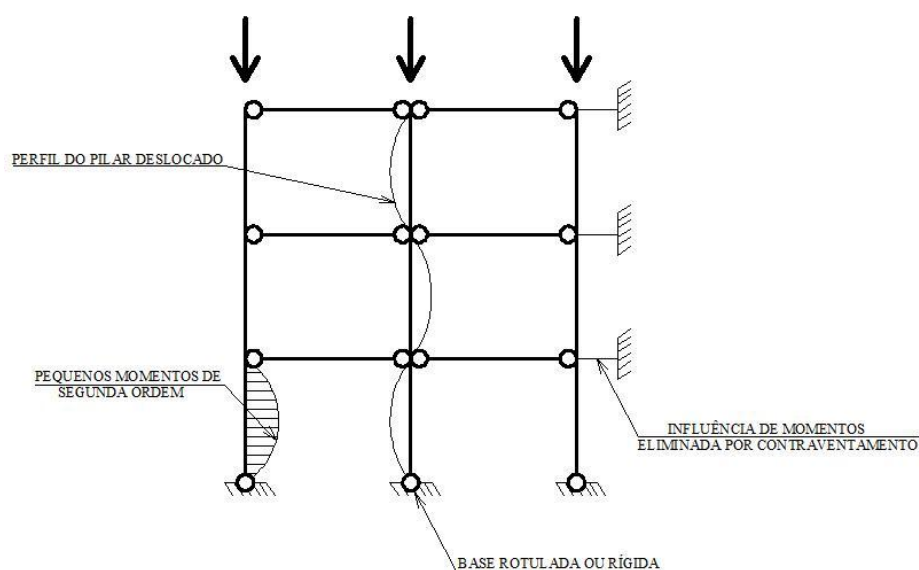


Figura 1. 1 – Momentos fletores e deslocamentos em uma estrutura contraventada (BASEADO EM: Elliot, 1996).

De acordo com Elliot (1996), podem ser definidas estruturas parcialmente contraventadas, ou seja, com a aplicação de elementos bastante rígidos até uma determinada altura da edificação, como se verifica na Figura 1. 2.

Outro problema que se enfrenta quando se procede à modelagem de uma estrutura pré-fabricada em um programa computacional é como as ligações entre os elementos estruturais serão representadas em tal ferramenta.

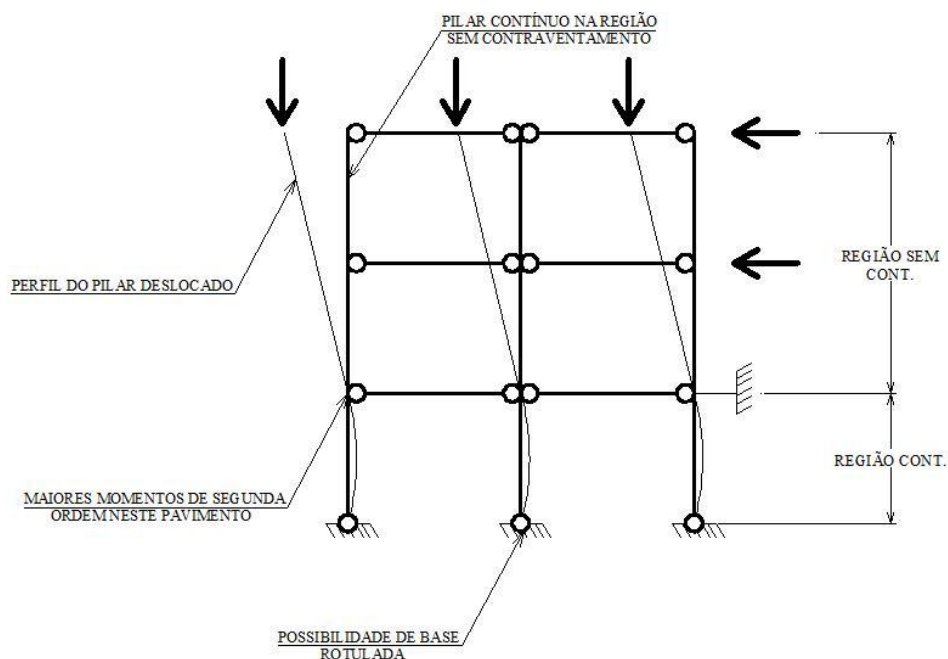


Figura 1. 2 – Estrutura parcialmente contraventada (BASEADO EM: Elliot, 1996).

Na ligação viga – pilar, por exemplo, existem três possibilidades de se considerar a mesma, seja por uma análise plana ou espacial:

- *Articulada*: presente em todos os programas livres e mais simples;
- *Semi-rígida*: considera a presença de uma mola na ligação e está presente na maioria das vezes em programas comerciais. Para uma análise deste tipo de ligação em programas mais simples, pode-se seguir os preceitos de Ferreira (1999);
- *Engastada*: presente em todos os programas livres e mais simples.

Ao se modelar a estrutura, o engenheiro pode optar por representar ou não na mesma os elementos estruturais que representam as lajes da edificação. Optando por omitir as

mesmas e somente definir os carregamentos advindos, de modo a permitir uma análise mais rápida sem grandes demoras no processamento, o comportamento da estrutura pode não estar de acordo com a realidade. Como observado em Souto (1993), as lajes são elementos muito rígidos na direção do seu plano. Sendo assim, quando uma edificação recebe uma ação horizontal (do vento, por exemplo), esse elemento tem a capacidade de levar para os pórticos (ou outros elementos de contraventamento) da edificação uma determinada divisão de forças, fazendo com que o pavimento se desloque homoganeamente, diferente de quando não se tem em uma estrutura esses elementos que funcionam, para a ação lateral, como chapa. Essa característica da laje na estrutura é chamada de *ação diafragma* (ou de *septo*). Como atualmente as máquinas e os programas computacionais estão bastante desenvolvidos, é sempre recomendável a tentativa de se representar a estrutura o mais próximo possível da realidade, ou seja, promovendo a modelagem dos elementos de placa/chapa. Existem algumas formas de se representar na estrutura uma laje e, conseqüentemente, seu efeito de septo, dependendo da complexidade das ferramentas que se tem disponível (considerando programas de análise plana ou espacial):

- *Grelha equivalente*: barras que representam as lajes alveolares em uma direção e a capa moldada *in loco* na outra;
- *Elementos finitos*: pode permitir a modelagem separada dos elementos de laje alveolar e a capa estrutural;
- *Consideração de uma rigidez alta na direção da largura das vigas de borda*: simular, no momento de aplicação da ação de vento, somente as vigas de borda como elementos de placa. Neste caso, define-se as vigas de borda com uma largura muito maior do que a realidade;
- *Bielas e tirantes*: disposição de barras em “X” no pavimento, de modo a representar o travamento que as lajes promovem nos elementos de contraventamento.
- *Pórticos associados*: todos os pórticos da edificação são dispostos seqüencialmente, um atrás do outro, ligados entre si, em cada pavimento, por barras infinitamente rígidas, que representam as lajes da estrutura. A ação de vento é aplicada com seu valor total (por metro linear) no primeiro pórtico da seqüência.

Alguns programas comerciais ainda permitem que se represente um diafragma na estrutura sem a modelagem das lajes, como:

- *Nó mestre*: limita os deslocamentos dos nós do pavimento com base em um nó específico, fazendo com que a distância relativa entre eles, após a ação lateral atuar nunca se altere;

Desta maneira, tudo o que foi comentado anteriormente a respeito dos tipos de modelagem, considerando a laje como diafragma, parte do princípio que os elementos de placa lá presentes realmente fazem tal função, ou seja, não haja falhas nas diversas ligações entre os elementos de laje e entre eles e as vigas de apoio, presentes na borda e interior da estrutura. Cabe ser verificado quando e quais detalhes construtivos devem ser inseridos no pavimento para que realmente os modelos estruturais construídos realmente estejam de acordo com a realidade, no momento em que se faz uma análise de estabilidade global ou dimensionamento de pilares, por exemplo. Como se observa em Elliot (2002), muitos são os tipos de detalhes de ligações existentes entre lajes e vigas e entre os próprios elementos de placa. Entretanto, tais detalhes trazem maior dificuldade ao processo construtivo desse tipo de estrutura. Tais ligações, entretanto, são dimensionadas a partir de métodos de determinação de alguns esforços pontuais nos pavimentos (Figura 1. 3), advindos da ação de vento, e muito comuns em estruturas dessa característica em países da Europa.

Como comentado anteriormente, o efeito diafragma aparece na estrutura devido, principalmente, à ação de vento. Como se observa na NBR6123:1988, quanto mais alta a edificação, maior será a pressão de obstrução calculada para a mesma.

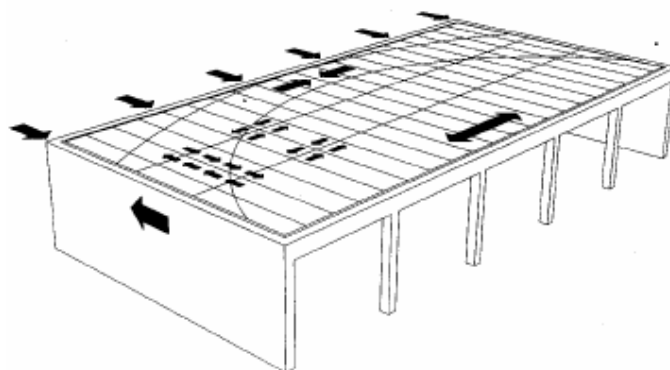


Figura 1. 3 - Distribuição das forças no diafragma do piso (FONTE: Elliot, 2002).

Muitos programas comerciais procedem à determinação e à aplicação automática do vento na estrutura. Entretanto, é dever do engenheiro saber como o programa procede a divisão dessa ação de vento entre os elementos de contraventamento da estrutura (pórticos ou paredes) na referida direção. Já outros programas comerciais, ou mesmo livres, que permitem uma análise de pórtico espacial, permitem que o usuário proceda à escolha ou definição dos elementos resistentes na estrutura. Sendo assim, há algumas maneiras que se pode utilizar para aplicação do vento em uma estrutura composta por pórticos espaciais:

- *Ações pontuais*: consideração de ações pontuais em cada nível de pavimento, na direção do centro de gravidade de cada pavimento da estrutura;
- *Ações distribuídas verticais [1]*: consideração de ações distribuídas linearmente nos pórticos, por área de influência dos mesmos, na direção da altura da edificação;
- *Ações distribuídas verticais [2]*: consideração de ações distribuídas linearmente nos pórticos, de acordo com a proporção de rigidez de cada um deles em relação à rigidez total do edifício em cada direção. Tal método é possível de ser aplicado somente quando se tem garantido na estrutura o funcionamento do diafragma rígido;
- *Ações distribuídas horizontais*: consideração de ações distribuídas horizontalmente nas vigas de borda do edifício, na direção dos elementos de laje da estrutura (fazendo com que os elementos trabalhem agora como chapa e, conseqüentemente, como diafragma rígido);

### **1.1 Justificativa**

Com a grande difusão e desenvolvimento de equipamentos computacionais bastante poderosos, a análise estrutural passou a ser uma atividade muito ligada à programas de cálculo, que também passaram a ter um desenvolvimento muito grande. Tais ferramentas possibilitam a concepção estrutural, de forma mais realista, com maior facilidade, com a possibilidade de se levar para o computador praticamente todas as informações e detalhes reais de funcionamento das estruturas. Deve-se lembrar, entretanto, que é o engenheiro quem aplica tais ferramentas, que deve saber se aproveitar da magnitude das mesmas, entretanto sem deixar sempre de entender qual o caminho do programa.

No caso dos diafragmas rígidos, a maioria dos programas permite que o usuário decida sobre o seu funcionamento ou não, ou seja, acabam não procedendo ao dimensionamento e verificação especial do pavimento para contemplar de forma verídica tal situação. Cabe ao engenheiro decidir então se aplicará ou não uma análise considerando tal característica. Considerando a falta de materiais que contemplem tal assunto, o presente trabalho torna-se bastante útil no sentido de sanar a dúvida presente em uma pré-análise da estrutura, uma vez que o usuário já deve estar sabendo se o pavimento traz à edificação o efeito diafragma na realidade. Pode-se, aí sim, contemplar tal característica na ferramenta computacional ou em uma análise mais simplificada.

Sendo assim, os detalhes de ligação entre os elementos de laje aqui descritos deverão fazer parte do projeto final da edificação, juntamente com os demais detalhes de ligação entre outros elementos estruturais que possuem outras funções específicas, como as ligações semi-rígidas entre vigas e pilares, por exemplo.

## **1.2 Objetivos**

O presente trabalho tem como objetivo principal determinar os esforços em pavimentos de estruturas pré-fabricadas, de modo a promover o seu dimensionamento para que funcione corretamente com o efeito de septo (diafragma rígido) na estrutura. O dimensionamento é composto pela aplicação, nas juntas entre os diversos elementos de laje alveolar, de algumas armaduras e detalhes construtivos, que serão definidos e exemplificados neste trabalho para edificações de diferentes características, considerando diferentes sistemas de contraventamento e aplicação ou não de capa estrutural sobre as lajes.

Por fim, pretende-se comparar os detalhes construtivos comumente empregados em uma edificação pré-fabricada composta por pórticos com ligações semi-rígidas com os aplicados em edificações na qual contraventamento é composto por paredes de cisalhamento, uma vez que possuem comportamento estrutural bastante diferente. Sistema esse não comum em território nacional.

## **1.3 Metodologia**

Inicialmente, será analisado para estruturas de caráter simples como a laje funcionando como diafragma rígido interfere na distribuição de esforços entre os diversos elementos de

contraventamento. Nestas estruturas simples, compostas apenas um pavimento e laje maciça, foram analisados além da interferência do diafragma, as diversas maneiras de se modelar em uma estrutura a laje com o efeito de septo. Neste caso, foram selecionados quatro diferentes modelos, que são aplicados em estruturas compostas por pórticos espaciais, para verificar se o modo de simulação da laje interfere diretamente na distribuição de esforços nos pórticos (que foram os elementos de contraventamento escolhidos para essa estrutura mais simples).

De modo a validar os modelos e métodos determinados anteriormente, serão analisados então os preceitos de Elliot (2002) para distribuição de ações horizontais em pavimentos com laje como septo. Neste modo, não se utiliza para as estruturas os conceitos e modelos de pórticos espaciais. Cada pórtico (ou outro elemento de contraventamento) é então analisado separadamente, ou seja, o método permite a definição que qual a parcela de ação lateral vai para cada pórtico da estrutura. Portanto, tendo os valores de esforços nos pilares dos modelos definidos por pórtico espacial pode-se comparar os mesmos com os esforços definidos por este método mais analítico, com a utilização de uma ferramenta de pórticos planos.

Em ambos os casos definidos anteriormente, as análises estruturais são feitas considerando a utilização de duas ferramentas de análise. A primeira delas é um programa proprietário comercial, que permite a análise estrutura de pórticos planos e espaciais, que é o *STRAP*<sup>®</sup>. Na análise de modelos mais simplificados, como os pórticos planos, é utilizado o programa *FTool* (Martha, 2008), que não se trata de um programa proprietário e se caracteriza como sendo de caráter educacional.

Até agora foram definidos os conceitos e modo de funcionamento de uma estrutura com diafragma para concepções estruturais simples. Antes de se aplicar tais conceitos para as estruturas com elementos pré-fabricados e pavimentos com laje alveolar, serão definidas algumas informações e características sobre o pavimento composto por elementos de painéis alveolares, assim como características individuais do elemento estrutural. Serão especificadas características inerentes do processo construtivo dos elementos de placa, que contemplam seu dimensionamento, processo produtivo, transporte e montagem na obra. Tais informações são observadas em trabalhos como o de Petrucelli (2009) e Melo (2004 e 2007). Considerando sua aplicação nas obras, os pavimentos de lajes alveolares podem ou não receber como complemento uma capa estrutural. Tal capa pode possuir duas funções: a primeira delas refere-se ao dimensionamento isolado dos painéis alveolares sob ações verticais, ou seja, a peça pré-fabricada passa a trabalhar como seção composta; a segunda função refere-se



diretamente ao funcionamento de todo o pavimento como diafragma rígido. Entretanto, pela análise das bibliografias, não é obrigatória a inserção da capa para o pavimento funcionar como diafragma. Neste trabalho, alguns exemplos serão feitos considerando as lajes sem a aplicação da capa *in loco*, de modo a se comparar com um exemplo no qual se aplicou a capa estrutural

A seguir, será analisado como os esforços solicitantes presentes no pavimento são distribuídos entre as juntas existentes entre os elementos estruturais de um pavimento composto por peças pré-fabricadas. Os esforços são definidos a partir da montagem de diagramas para o pavimento que se está fazendo a análise (diagrama de força cortante e momento fletor). Os diagramas podem ser montados para o pavimento por duas diferentes maneiras. O primeiro deles faz referência ao método já descrito anteriormente de definição da parcela de ação horizontal para cada pórtico da estrutura. Sabe-se, pelo método de Elliot (2002), que os contraventamentos são tratados como apoios elásticos na direção da ação considerada. Com a reação de apoio em cada pórtico, pode-se construir, pelos preceitos da *Resistência dos Materiais*, os diagramas de força cortante e momento fletor para o pavimento. Deste modo, pode-se ainda considerar a interferência dos pavimentos superiores nos pavimentos inferiores (quando se tem edifícios assimétricos, que tendem se torcer com a aplicação de ação horizontal). A segunda maneira analisada é que se pode definir as reações em cada pórtico da estrutura é mais simplificada. Define-se, primeiramente, um coeficiente de mola para elementos de contraventamento da estrutura. Com o auxílio do programa *FTool* (Martha, 2008), o pavimento é definido como uma barra de grande rigidez apoiada em tais molas. A carga distribuída representa a ação de vento no pavimento em específico. As reações em cada apoio são dadas automaticamente, assim como os diagramas de momento fletor e força cortante. Entretanto, deste modo, não é possível contemplar os efeitos cumulativos de um pavimento em outro (efeito cumulativo da torção).

A partir da definição dos métodos de representação de diafragma rígidos bem como a maneira de se determinar no pavimento os esforços advindos de ações laterais, é definido então como os esforços são distribuídos entre as juntas existentes entre os diversos elementos de laje (que se define como os *mecanismos de transferência de cisalhamento*). Para isso, o posicionamento dos painéis em relação à ação lateral influi diretamente nos conceitos de distribuição de esforços. Sabe-se que os elementos, para que o diafragma funcione, não podem se separar sob atuação da ação horizontal. Entretanto, com isso, tensões aparecem nas juntas existentes no pavimento. Na bibliografia, são definidas tensões limites nessas juntas

para que os elementos não tenham deslocamentos relativos. Além disso, verifica-se que são tais tensões que definem se as armaduras de reforço deverão ser inseridas em posições pré-definidas no pavimento. Foi verificado que tais armaduras devem ser dimensionadas pelas expressões já definidas por Elliot (2002) e devem ser dispostas de tal forma que combatam as tensões no pavimento em ambas as direções no mesmo. Por fim, define-se um resumo dos procedimentos de análise que devem ser feitos em um pavimento para dimensioná-lo como diafragma rígido, bem como é também definido um padrão de posicionamento e detalhes típicos para tais armaduras (em cada um dos diferentes exemplos numéricos realizados).

De modo a fixar todos os conceitos definidos anteriormente (relativos à análise estrutural, análise individual do pavimento, definição de tensões e detalhamento de armaduras) serão realizados cinco exemplos numéricos com elementos de contraventamento simétricos em planta (sem efeito da torção):

- Edificação com elementos de contraventamento compostos por duas paredes de cisalhamento e um núcleo rígido, com lajes alveolares dispostas paralelamente a ação de vento;
- Edificação com elementos de contraventamento compostos por pórticos com ligação viga/pilar semi-rígida. As lajes são consideradas novamente paralelas a ação lateral de vento;
- Edificação com elementos de contraventamento novamente compostos por paredes e núcleos rígidos, entretanto agora com as lajes alveolares dispostas perpendicularmente a ação de vento no pavimento;
- Edificação composta por paredes e núcleos rígidos, com a laje paralela a ação lateral e com capa estrutura inserida *in loco*;
- Edificação composta agora de somente duas paredes de cisalhamento nas extremidades da estrutura, com lajes sem capa estrutura dispostas paralelamente a ação lateral de vento.

Através de ambas as análises descritas anteriormente, é possível comparar se a concepção estrutural promove mudanças bruscas na distribuição de esforços no pavimento e, conseqüentemente, no detalhamento das armaduras de reforço.

## 2. *Comportamento de edificações sujeitas à ação vertical e horizontal*

### 2.1 *Ações verticais e horizontais – Arranjo de sistemas estruturais*

Muitas são as variabilidades construtivas que podem ser escolhidas por alguma empresa ou pessoa no momento em que deseje construir um empreendimento ou mesmo uma simples residência. Nesta última opção existem alguns sistemas construtivos mais apropriados, como por exemplo os citados a seguir:

- Alvenaria estrutural;
- Estrutura em concreto armado, do tipo *in loco*.

O sistema construtivo em concreto pré-fabricado tem sido bastante aplicado atualmente em edificações das mais variadas características, entre elas: escolas, hospitais, estacionamentos, galpões etc. Sabe-se, entretanto, que as edificações descritas anteriormente têm, entre si, características bastante diferentes. Tais características fazem referência, principalmente, à altura e modo de ligação entre os elementos estruturais (que dependem diretamente da finalidade da edificação).

Dentro do sistema construtivo em concreto pré-fabricado, podem-se fazer divisões quanto aos sistemas estruturais presentes, apropriados a diferentes tipos de edificações. Em uma primeira divisão, podem ser comentados três diferentes sistemas estruturais presentes, são eles:

- Sistema em esqueleto;
- Sistema em painéis estruturais;
- Sistemas mistos.

Pode-se dizer que o sistema em esqueleto é constituído por três elementos estruturais básicos, que são eles pilares, vigas e lajes (alveolar, duplo *T* etc.). Tal sistema tem uma aplicabilidade em uma variedade bastante grande de edificações, mais os mais variados fins

de utilização/ocupação. Essa grande variabilidade faz surgir estruturas de grandes alturas e que, conseqüentemente, vão necessitando de diferentes sistemas de contraventamento, de modo que os elementos estruturais sejam impedidos de terem grandes deslocamentos e em conseqüência ocorram elevados esforços advindos da não linearidade geométrica.

Como se observa em Jeremias Jr. (2007), os contraventamentos são identificados como uma subestrutura dentro de uma estrutura pré-fabricada. Tais subestruturas são responsáveis por resistirem à grande parte dos esforços advindos de ações laterais horizontais, como a ação de vento, por exemplo. Existem inúmeras maneiras de se inserir em uma estrutura os elementos de contraventamento, com diferentes métodos construtivos:

- *Núcleos rígidos*: podem ser representados por caixas de escada ou poços de elevadores. Podem ser construídos com elementos pré-fabricados (painéis) ou com concreto moldado *in loco*;
- *Pilares parede*: inserção de alguns elementos com elevada rigidez na direção da aplicação da ação. Tais elementos podem ser pré-fabricados ou moldados *in loco*;
- *Painéis de cisalhamento*: são elementos pré-fabricados inseridos entre as vigas e pilares, fazendo muitas vezes também a função de vedação. Quando se opta por utilizar tais elementos moldados *in loco*, são denominados como *paredes de cisalhamento*, que são aplicadas diretamente no lugar dos pilares e vigas, em determinados pontos da estrutura;
- *Pórticos*: elementos formados pilares e vigas com ligações rígidas ou semi-rígidas, ou seja, que possuem resistência a flexão.

Dentro do *sistema em esqueleto*, podem ser encontradas edificações de diversas características. Como se observa em Ferreira (2008), pode-se fazer uma divisão simplificada de tipologias estruturais em que se aplica o sistema em esqueleto:

- *Edificações de até um pavimento*: geralmente dedicadas a instalações industriais, denominadas como *galpões*;
- *Edificações intermediárias*: são edifícios de múltiplos pavimentos, de dois a três níveis, com alturas não elevadas;

- *Edificações altas*: são edifícios de múltiplos pavimentos, acima de quatro níveis de lajes, com alturas mais elevadas.

A divisão indicada anteriormente, conforme se observa em Ferreira (2008) pode ser feita levando em consideração as diferentes necessidades ou modos de contraventamento. Os galpões industriais, por exemplo, são estruturas compostas por elementos pré-fabricados que não levam elementos de contraventamento. Tais estruturas são compostas, geralmente, por pilares engastados na fundação ligados entre si pelas vigas de coberturas, que podem ser retas ou inclinadas. A estabilidade da edificação é dada somente pelos pilares engastados na base. Como se observa no trabalho de Camillo (2010), os pilares devem ser dimensionados como vigas em balanço, devido ao fato de terem elevados esforços de momento fletor na base (advindos da ação de vento) e pouca força normal (somente ações verticais advindas da cobertura, geralmente composta por elementos leves). Como se observa no trabalho de Santos (2010) e Camillo (2010), tais pilares têm a rigidez bastante diminuída devido à elevada fissuração e seu comportamento como viga. Fato este que pode comprometer diretamente seu funcionamento no estado limite de serviço (*ELS*) e gerar esforços elevados advindos da não linearidade geométrica. A Figura 2. 1 indica exemplos de estruturas de galpões compostas por elementos de cobertura que são inclinados ou retos.

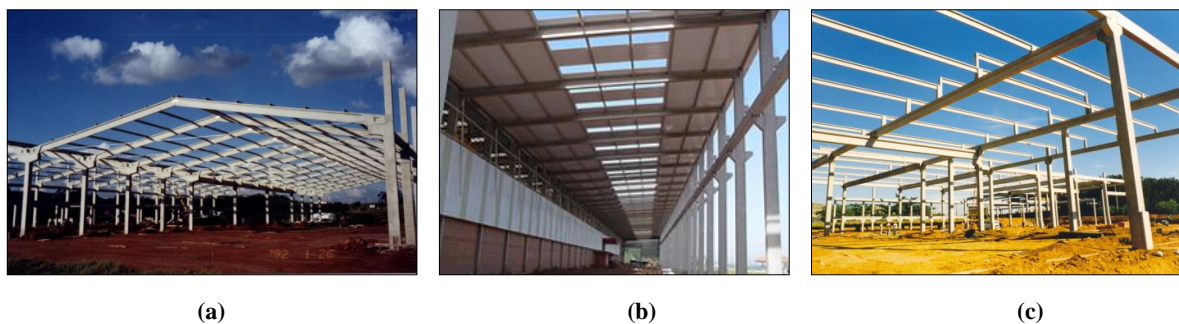


Figura 2. 1 – Tipologias de galpões industriais: (a) Elementos de cobertura inclinados (pórtico atirantado); (b) Elementos de cobertura inclinados (vigas “I”); (c) Elementos de cobertura retos (vigas “I”) (FONTE: Ferreira[2008], [www.leonardi.com.br](http://www.leonardi.com.br) [acesso em 28/06/2011]).

Já a Figura 2. 2 indica um exemplo de esquema estrutural (com ações laterais e verticais hipotéticas, em unidade  $kN/m$ ) considerado para os mesmos no momento de análises de estado limite último (*ELU*) e verificações em *ELS*.

Geralmente, ao redor de tais estruturas está presente um sistema de fechamento do mesmo, de modo a isolar a parte interna da externa. Tal sistema pode ser composto por alvenaria ou painéis de fechamento. Ambos os sistemas descritos anteriormente podem ser

dimensionados de modo a não travar os elementos estruturais principais, mas somente serem dimensionados para resistirem às ações de vento e transmiti-las aos pórticos. Na Figura 2. 3 tem-se um exemplo de uma estrutura composta por pilares e vigas com fechamento em painel vertical, sem a função de travamento ou contraventamento.

Como se observa em Ferreira (2008), as edificações de múltiplos pavimentos com altura intermediária, ou seja, até três pavimentos, comumente também não recebem qualquer sistema de contraventamento. O esquema estrutural passa ser agora da seguinte maneira: pilares engastados na base e travados ao longo de sua altura, por elementos de viga articuladas nas junções. Tais vigas promovem diferenças na distribuição de esforços entre os pilares, porem não garantem travamentos (uma vez que não se tem ligações rígidas ou semi-rígidas). Em tais estruturas, os pilares passam a ter um comportamento com características mais distanciadas de elementos de vigas (como os pilares de galpões), uma vez que os carregamentos verticais presentes no pavimento proporcionam cargas axiais de magnitudes maiores.

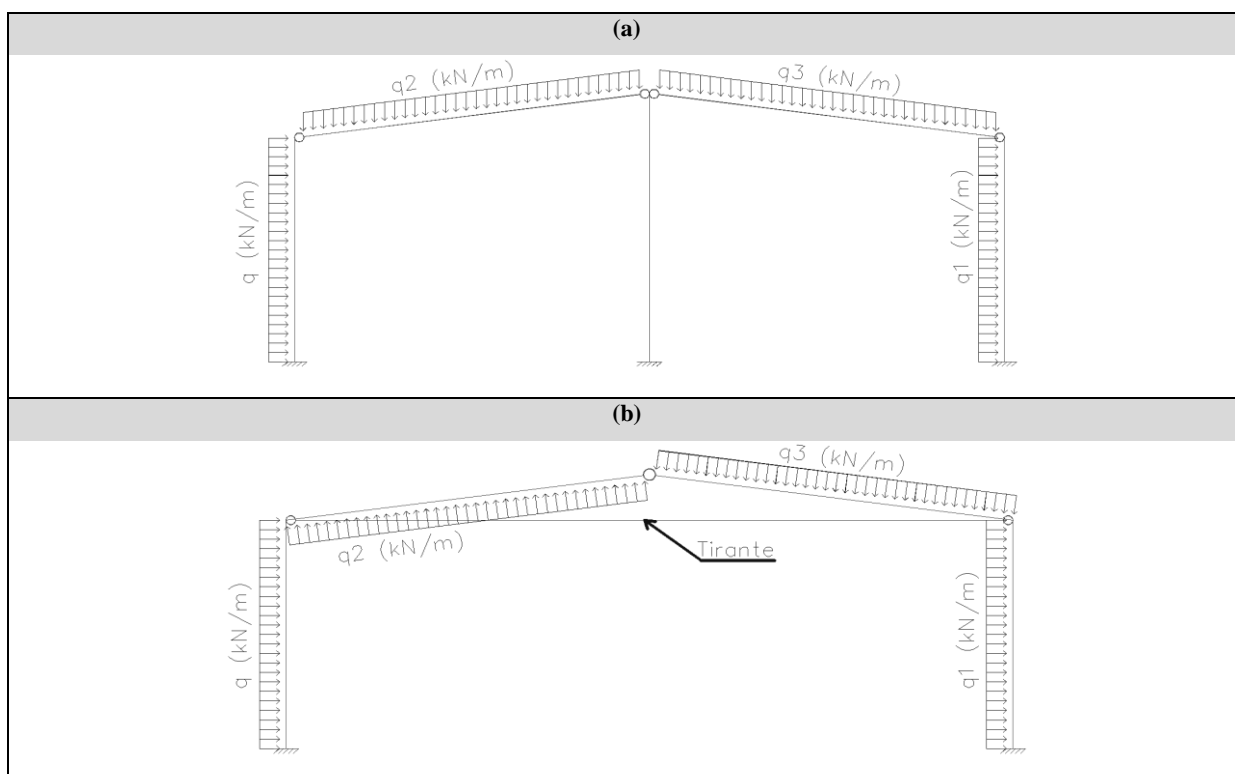


Figura 2. 2 – Esquemas estruturais: (a) Pórtico com viga inclinada (viga “I”); (b) viga inclinada (pórtico atirantado).

Ainda é comum, porém, a presença de elevados valores de esforços de momento fletor. Devido a esta característica, em tais estruturas os esforços decorrentes da não linearidade geométrica também devem ser considerados. Neste caso, sugere-se a

determinação dos valores reais de minoração da relação  $E.I$  através dos procedimentos indicados por Santos (2010).



(a)

(b)

Figura 2. 3 – Sistema de fechamento de um galpão: (a) Somente os elementos dos pórticos: (b) Painel de fechamento sendo inserido (FONTE: Ferreira, 2008).

Como se observa na NBR6118:2004, para estruturas de tais características não é possível a aplicação do indicador e coeficiente  $\gamma_z$  (*Gama - z*). Sugere-se nestes casos a verificação da deslocabilidade da edificação pelo parâmetro  $\alpha$  (*Alfa*) e determinação dos esforços de segunda ordem pelo método do  $P-\Delta$  (*P - Delta*). Tais procedimentos devem também ser adotados para as edificações do tipo galpão, como se observa em Camillo (2010).

Em tais edificações os esforços devido à ação lateral podem ser transmitidos entre pilares através do efeito diafragma presente nas lajes dos pavimentos (tal efeito será discutido e mostrado no item a seguir deste trabalho). A Figura 2. 4 indica um exemplo de uma estrutura composta de dois pavimentos (um pavimento com laje alveolar + cobertura), sendo os pórticos compostos por pilares e vigas retangulares, rotuladas nas extremidades. Na parte interior da obra, a ligação entre os pilares das fachadas se dá somente pelo efeito de septo da laje. As telhas de cobertura foram projetadas de modo a não promoverem o travamento da estrutura, ou seja, não transmitem esforços entre elementos.

A Figura 2. 5 indica o esquema estrutura espacial da estrutura mostrada anteriormente. Os elementos em azul representam as vigas, articuladas nas extremidades. Em vermelho são representados os pilares engastados na base.



Figura 2. 4 – Exemplo de estrutura composta por dois pavimentos (FONTE: Ferreira, 2008).

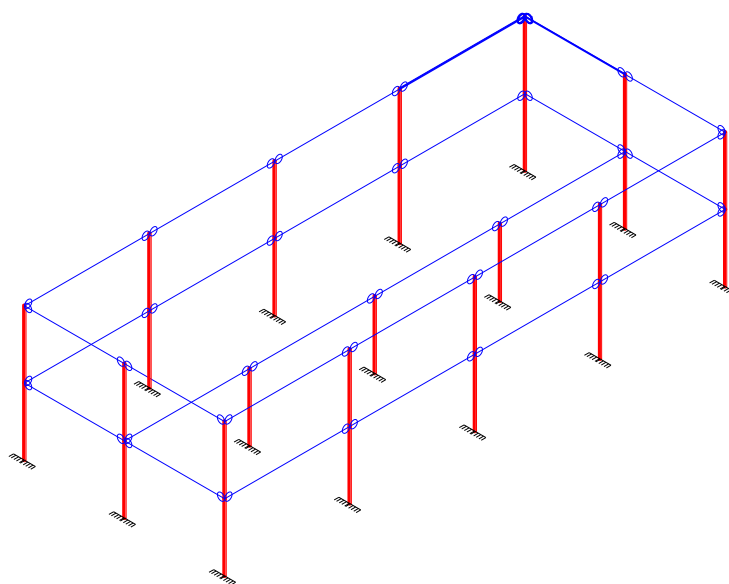


Figura 2. 5 – Esquema estrutural espacial da estrutura indicada anteriormente.

Além de edificações como a apresentada na Figura 2. 4, podem ser inseridas nesta categoria aquelas edificações de uso e ocupação mistas, ou seja, em uma parte apresentam a tipologia de um galpão e em outra parte (ou mesmo em seu interior) um ou dois pavimentos que podem ser utilizados como escritórios. Tal tipo pode ser indicado na Figura 2. 6.

Por fim, ainda dentro do *sistema em esqueleto*, pode-se comentar sobre as edificações de grandes alturas (ou acima de quatro pavimentos). As mesmas podem ser aplicadas para diversos fins, como hospitais, escritórios e, mais comumente na Europa, para fins residenciais.

Como se observa na NBR6118:2004, em tais edificações, para análise da não-linearidade geométrica, pode-se aplicar agora o parâmetro e coeficiente  $\gamma_z$  (*Gama - z*).





Figura 2. 6 – Edificação de uso e ocupação mista (FONTE: Ferreira, 2008).

Entretanto, quando se tem em mãos programas mais desenvolvidos, os esforços decorrentes da não-linearidade geométrica podem ser obtidos ainda pelo processo  $P-\Delta$  ( $P - \Delta$ ), ou seja, o  $\gamma_z$  pode ser utilizado somente como um indicador da deslocabilidade da edificação.

De acordo com Ferreira (2008), é em tais estruturas que a aplicação de elementos de contraventamento se torna mais necessária. Dependendo da altura final da edificação, pode-se determinar o melhor tipo de contraventamento a ser aplicado. Após análises estruturais, em termos de  $ELU$  e  $ELS$ , o contraventamento a ser aplicado pode ser o mais simples existente, que leva em consideração a solidarização entre os elementos de viga e pilar, de modo a resistirem a esforços de flexão. Tal processo, dependendo da característica da edificação e magnitude das ações, pode ser realizado através da inserção de um trecho moldado *in loco* na região de ligação entre viga e pilar, como indicado na Figura 2.7.

Dependendo da estrutura, a ligação existente entre pilar e viga não necessita ser completamente rígida. Pode-se optar por inserir, sobre as vigas, barras de continuidade, que são ancoradas nos pilares através de luvas. Após a cura da capa estrutural, as ligações entre os elementos apresentam um comportamento estrutural localizado entre uma *ligação articulada* e uma *ligação completamente rígida (engastada)*. Sendo assim, de acordo com Ferreira (1999), esse comportamento designa para este tipo de ligação o nome de *semi-rígida*. Já em Jeremias Jr. (2007), designa-se para o comportamento da viga com ligação como *hiperestática semi-contínua*. A Figura 2. 8 indica como são realizadas tais ligações nas edificações.

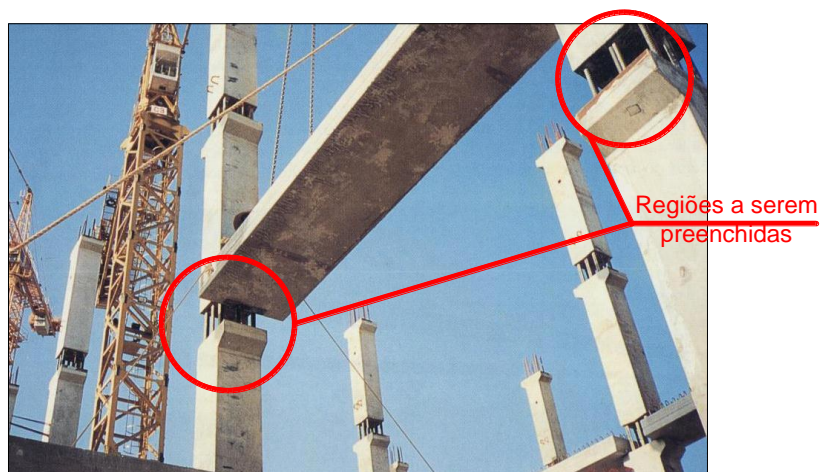


Figura 2. 7 – Ligação rígida entre viga e pilar (FONTE: Ferreira, 2008).

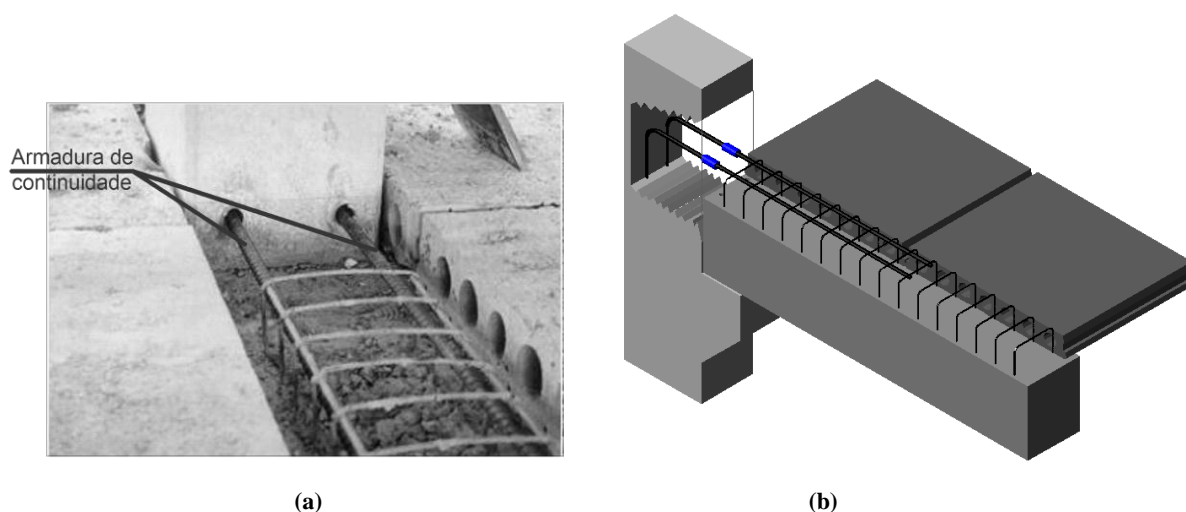


Figura 2. 8 – Ligação semi-rígida: (a) Armadura de continuidade em um pavimento; (b) Esquema de ancoragem nos pilares de extremidade (FONTE: Ferreira, 2008).

Ao se analisar uma edificação composta por vigas pré-fabricadas isostáticas (ligações articuladas), pode-se notar que a estabilidade da mesma vai depender diretamente da rigidez dos pilares, considerados em balanço e engastados na base. Já quando se considera a inserção de ligações semi-rígidas entre vigas e pilares, os mecanismos internos de deformação nas ligações geram modificações na distribuição de esforços ao longo do pórtico analisado (Figura 2. 9), podendo trazer alterações significativas na deslocabilidade da edificação analisada, uma vez que tal comportamento da estrutura é bastante dependente do tipo de ligação viga – pilar, de acordo com Jeremias Jr., 2007. Pela Figura 2. 10 pode-se observar que quanto mais se tem rigidez nas ligações, menor pode ser considerado o comprimento efetivo dos pilares quando se procede ao seu dimensionamento.

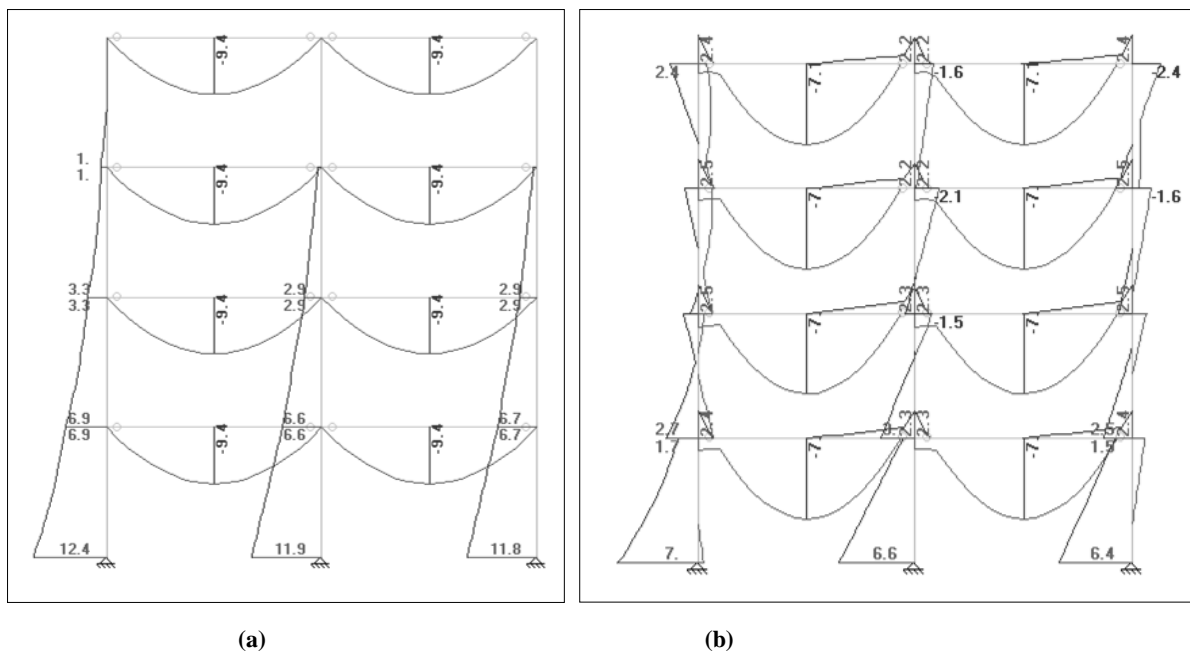


Figura 2. 9 – Diferença na distribuição de esforços nos pilares, sob mesmo carregamento vertical e ação horizontal: (a) Pórtico com elementos articulados; (b) Pórtico com ligação semi-rígida.

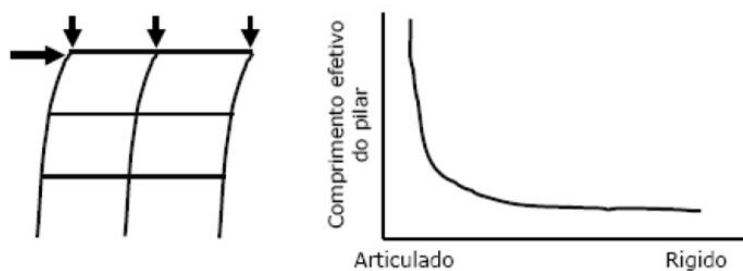
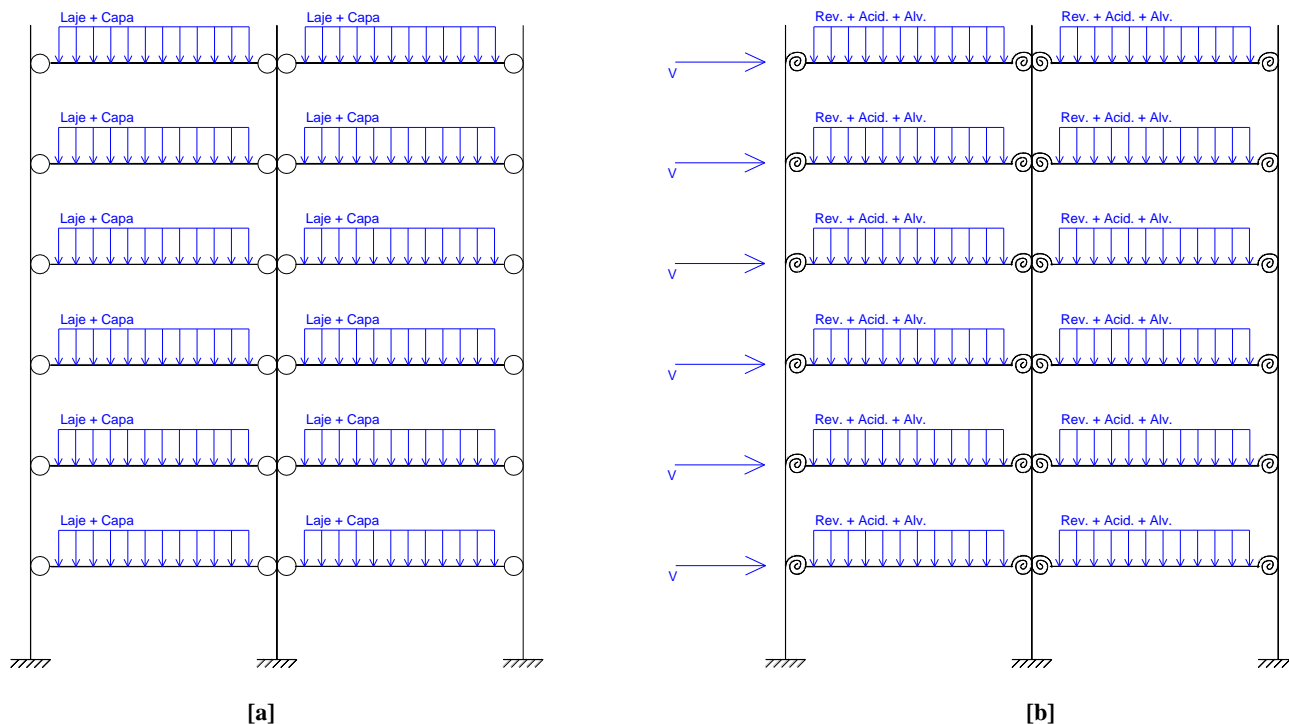


Figura 2. 10 - Efeito da ligação sobre a deslocabilidade lateral de um pórtico composto por elementos pré-fabricados (FONTE: Ferreira *et al.*, 2005).

Como comentado anteriormente, o efeito da ligação semi-rígida se dá somente após a cura da capa estrutural que engloba a região sobre a viga. Assim, em uma estrutura com tais características, existem dois diferentes modelos estruturais que representam as duas fases de funcionamento. A primeira delas é antes da solidarização da capa e quando estão atuando as ações devido ao peso próprio dos elementos e da capa não curada. Após a cura da capa e término da obra, outras ações passam a atuar, como sobrecarga de utilização, revestimentos e alvenarias, além da ação horizontal de vento. Tais fases podem ser indicadas pela Figura 2. 11. Deve-se lembrar que, se a estrutura receber qualquer tipo de fechamento (como painéis, por exemplo) antes da aplicação da capa estrutural, deve-se considerar uma ação horizontal então no primeiro esquema estrutural (com ligações articuladas).



**Figura 2. 11 – Fases de funcionamento de uma estrutura com ligações semi-rígidas: (a) Antes da cura da capa estrutural; (b) Após a cura da capa, com ligações representadas por molas.**

Para efeito de dimensionamento das vigas, os modelos descritos anteriormente devem ser sobrepostos e os esforços obtidos somados uns aos outros. Para efeito de análise de estabilidade global do pórtico e análise dos pilares, as ações consideradas no primeiro modelo da figura devem ser consideradas como cargas concentradas nos nós do segundo modelo, de modo a não criar maiores efeitos de momento negativo na região viga – pilar.

Em determinadas situações, a aplicação de ligações semi-rígidas ou rígidas entre os elementos já não é mais suficiente para garantir a estabilidade da edificação devido a elevadas ações horizontais laterais, advindas do vento por exemplo. Neste caso, a aplicação dos *Núcleos Rígidos* ou *Paredes de cisalhamento* passam a se tornar a opção mais viável e correta. Tais elementos de contraventamento, segundo Jeremias Jr. (2007) são muito rígidos, fazendo com que as ligações existentes entre os demais pilares e vigas não sejam importantes, ou seja, não causam modificação no comportamento da estrutura. Neste caso, é comum a aplicação de pilares que são rotulados nas bases e na ligação com as vigas (*barras bi-rotuladas*), uma vez que grande parte dos esforços vai para os elementos mais rígidos. Assim, os pilares trabalham somente à compressão, sendo a flambagem a única verificação a ser realizada para os mesmos. A Figura 2. 12 indica, simplificada, como fica a deformada da estrutura quando se utilizam tais elementos de contraventamento. À direita da figura estão

indicados apoios que representam os elementos de contraventamento praticamente indeslocáveis.

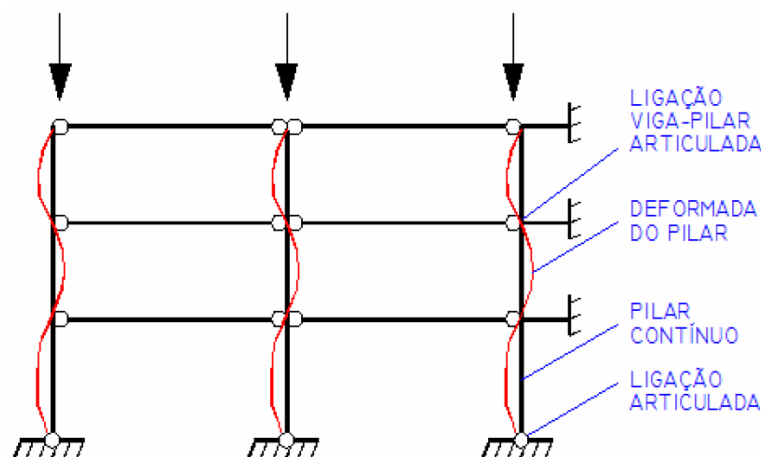


Figura 2. 12 – Modo da deformada da estrutura contraventada (FONTE: Jeremias Jr., 2007).

Como se observa no trabalho de Jeremias Jr. (2007), as *Paredes de Contraventamento*, quando compostas por elementos pré-fabricados, são formadas por painéis conectados entre si de forma rígida, que representam então uma viga de grande altura engastada em sua base. A solidarização entre diversos painéis é garantida por elementos de ligação que já são acoplados em cada elemento individual, capazes de transmitir forças de cisalhamento, tração e compressão. Tais estruturas de contraventamento podem também serem realizadas *in loco*, entretanto há uma demanda grande por formas e os processos construtivos vão se tornando cada vez mais complicados. A Figura 2. 13 indica um trecho de uma estrutura já montada com painéis que, solidarizados, servirão como uma *Parede de Contraventamento*.



Figura 2. 13 – Parede de contraventamento pré-fabricada (FONTE: Ferreira, 2008).

Como se observa em Elliot (2002), o posicionamento de tais paredes na estrutura, em planta, podem ou não ser simétricos. Como será visto mais adiante neste trabalho, o posicionamento simétrico de tais elementos faz com que não haja torção da edificação e, conseqüentemente, altera o modo de distribuição dos esforços no pavimento. A não simetria do pavimento pode se dar não somente pelo posicionamento das paredes, mas também pela utilização de paredes com inércias diferentes. A Figura 2. 14 indica um exemplo de posicionamento simétricos e assimétrico de paredes, considerando um pavimento da edificação visto em planta.

Os *núcleos rígidos*, em uma estrutura do tipo esqueleto, segundo Jeremias Jr. (2007), podem ser combinados com as paredes de contraventamento. Novamente, tal elemento pode ser inserido na estrutura com elementos pré-fabricados ou moldado in loco. Quando se opta por fazê-lo através de elementos pré-fabricados, a solução mais comum é compor uma região fechada através da utilização de quatro painéis conectados, de modo a formar um elemento rígido. Tal elemento pode ter altura do pé-direito do pavimento ou ainda ser menor. Ao serem montados inúmeros de tais módulos, estes vão sendo conectados entre si, até formarem um único elemento de grande rigidez da altura final da edificação. Como se verifica na Figura 2. 15, os mesmos geralmente possuem aberturas em suas laterais, para proverem acessos a escadas e cabines de elevadores.

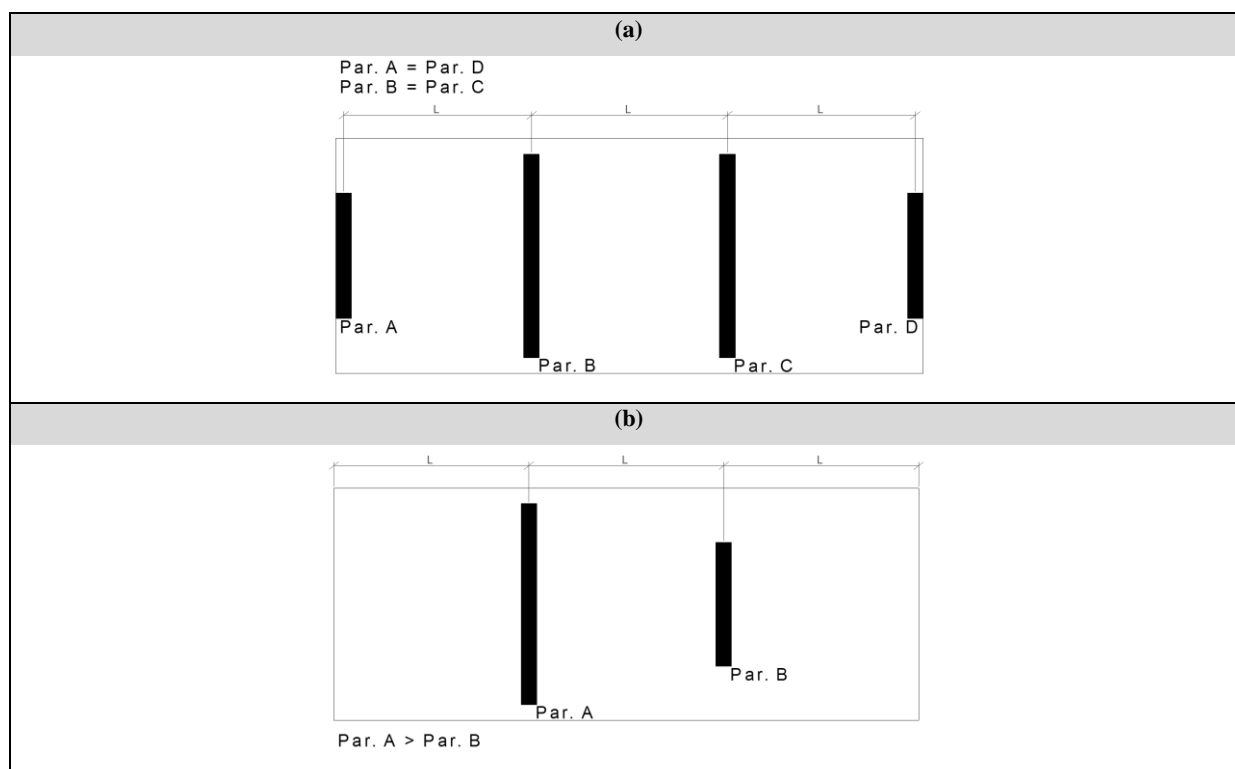


Figura 2. 14 – Exemplo de posicionamento de paredes: (a) Posicionamento simétrico; (b) Posicionamento assimétrico (paredes com inércias diferentes).

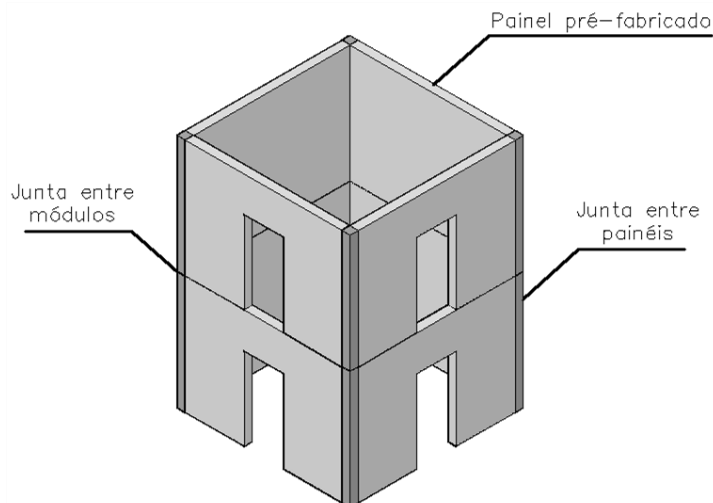


Figura 2. 15 – Exemplo de dois módulos que compõe o núcleo rígido na edificação.

Dependendo do posicionamento do núcleo, o mesmo também pode ser denominado como *Núcleo central*, como se observa na estrutura esquemática da Figura 2. 16.

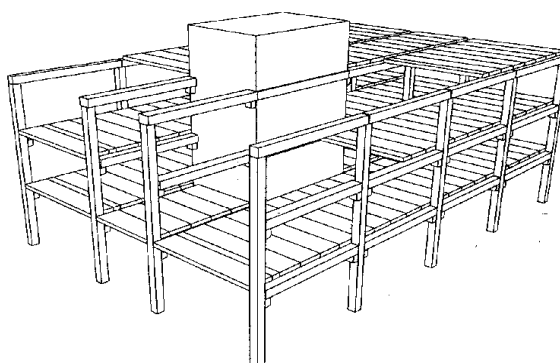


Figura 2. 16 – Núcleo rígido central em uma estrutura do tipo esqueleto (FONTE: Ferreira, 2008).

Na Figura 2. 17 se observa uma edificação na qual o núcleo foi inserido na lateral da mesma, com a composição de vários elementos pré-fabricados.



Figura 2. 17 – Núcleo rígido na estrutura (FONTE: Ferreira, 2008).

Assim como as paredes, os núcleos podem estar presentes na estrutura de modo simétrico ou assimétrico, considerando sua localização em planta no pavimento. Na Figura 2.18 estão indicados alguns exemplos de posicionamento em planta dos núcleos rígidos, que podem ser na parte central ou mais lateral na edificação.

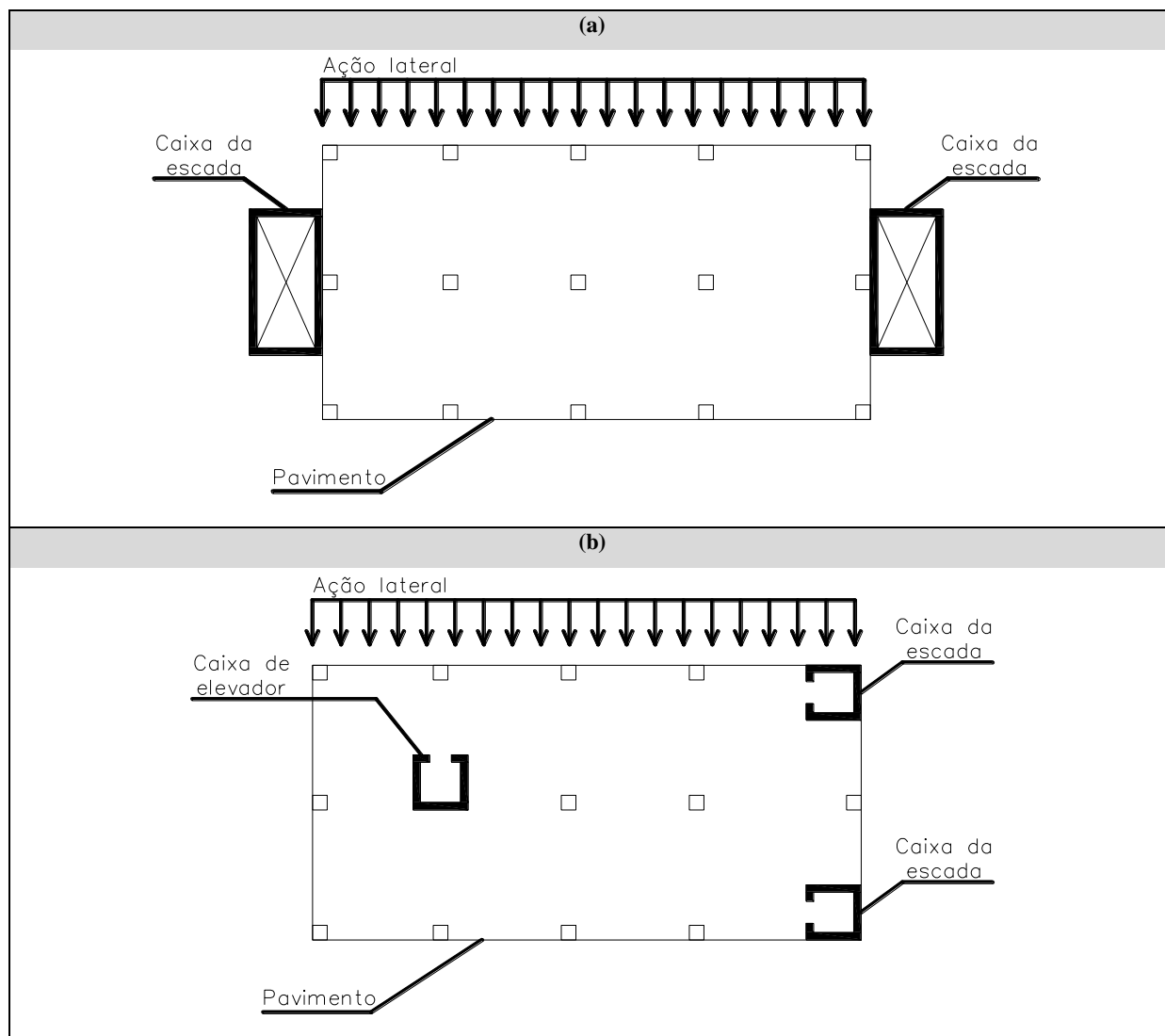


Figura 2.18 – Possibilidades de posicionamento dos núcleos rígido: (a) Posicionamento simétrico em planta dos núcleos; (b) Posicionamento assimétrico dos núcleos

## 2.2 Pavimento funcionando como diafragma rígido

Na maioria das estruturas convencionais, definidas com a concretagem no local, a ação do vento pode ser tão importante no dimensionamento dos elementos estruturais como as ações gravitacionais. Neste caso, diferente das estruturas pré-fabricadas, há sempre o efeito do monolitismo presente nas ligações entre os diversos elementos. Estas ligações podem ser



consideradas, para efeito de rotação, rígidas. Desta forma, a ação do vento deve ser feita de forma cuidadosa e mais próxima do real possível, para que se garanta, além da estabilidade global da estrutura, seu funcionamento adequado em serviço, principalmente nos deslocamentos laterais em edificações de grande altura.

Para realizar a análise (cálculo dos esforços e deslocamentos), devido às ações laterais de vento, em estruturas compostas por pavimentos de lajes maciças, considera-se o pavimento trabalhando, segundo seu plano médio, como um diafragma rígido. A partir desta hipótese é possível determinar as ações em todos os elementos de contraventamento (pórticos ou paredes de cisalhamento). Para estruturas pré-moldadas, no qual os pavimentos são compostos por elementos de laje alveolar, após a determinação destas ações devem ser calculados os esforços no plano médio do pavimento, verificando se tais esforços atuantes na laje podem ser absorvidos, principalmente nas ligações capa/elemento pré-moldado, laje-viga etc. Para pavimentos moldados no local, com laje maciça, considera-se que estes esforços sejam de baixa intensidade e suportadas pela mesma.

Assim, para verificar a estabilidade global ou verificar deslocamentos devido às ações laterais, é preciso conhecer como estas ações se distribuem em relação aos elementos de contraventamento. Neste item, a influência do pavimento funcionando como diafragma rígido é analisado em uma estrutura convencional de elementos moldados *in loco*, com elementos de contraventamento definidos por pórticos. A segunda etapa do procedimento, ou seja, a aplicação destes conceitos em um pavimento composto por painéis alveolares, com a conseqüente análise das ligações entre os elementos será feita no capítulo 4 deste trabalho.

Considerar o pavimento como diafragma rígido equivale considerar que a distância entre dois pontos do pavimento, após o deslocamento decorrente da ação lateral, não se altera (como ocorre com as distâncias  $AB=A'B'$  indicadas na Figura 2. 19). Em outras palavras, isto significa dizer que o pavimento (conjunto de lajes) tem deslocamentos somente de corpo rígido e, portanto, o deslocamento do centro de gravidade da seção de extremidade pilar contido neste pavimento é a soma do deslocamento de translação do pavimento como o oriundo da rotação do mesmo.

Sabe-se que a consideração ou não do pavimento funcionando como diafragma rígido influi diretamente na distribuição das ações horizontais nos elementos de contraventamento da estrutura. Assim, na fase de concepção e análise de projeto, tais definições já devem estar bem claras, pois análises em termos de Estado Limite de Serviço (*E.L.S.*) e Último (*E.L.U.*) dos elementos estruturais são alteradas dependendo das considerações feitas. Neste trabalho são

descritas duas diferentes maneiras de análise estrutural de modo a verificar a influência da laje funcionando como diafragma rígido na distribuição dos esforços entre os elementos de contraventamento da estrutura. São elas:

- Utilização de análise matricial;
- Utilização do processo simplificado.

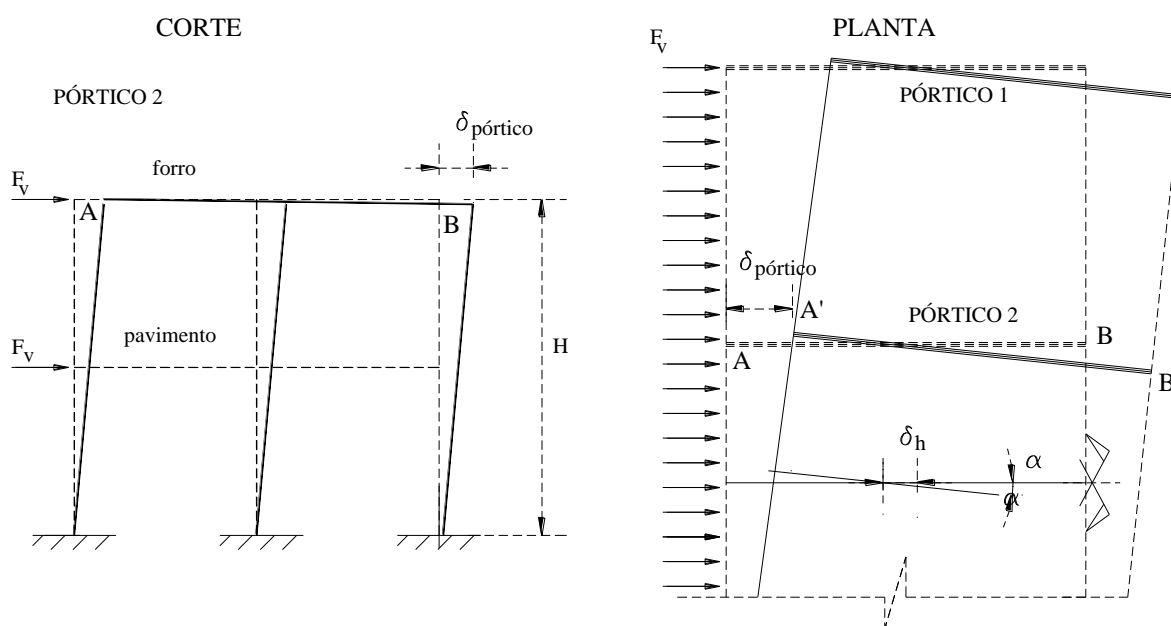


Figura 2. 19 - Estrutura (elevação e planta) sob a ação de esforço lateral e com pavimento trabalhando como diafragma rígido. Destaque para o deslocamento de AB (Adaptado de: Carvalho e Pinheiro, 2009).

### 2.2.1 Análise dos elementos de contraventamento usando análise matricial

A análise da ação do vento em edificações, considerando o pavimento rígido, através da análise matricial pode ser feita de várias formas, ou melhor, com diversas modelagens da estrutura. Existe sempre a possibilidade de trabalhar com barras ou elementos finitos. Neste trabalho considera-se apenas o uso de barras prismáticas.

Obviamente o ideal é usar um modelo em três dimensões, com o pavimento sendo representado por um conjunto de barras planas (grelha ou em 3D) e pórticos tri-dimensionais. Nos demais processos sempre é feita a separação entre o pavimento e o pórtico tridimensional. Nestes processos (em que há a separação do pavimento e pórtico) a ação do vento nos elementos de contraventamento acaba sendo possível de ser calculada sem a resolução do pavimento (exceto para efeitos de segunda ordem).

Considerando o fato de haver várias formas de modelar uma estrutura, são definidos a seguir quatro diferentes modelos, nos quais para uma mesma configuração de pilares e vigas, foram se alternando os modos de se inserir a laje e, conseqüentemente, analisar sua influência na distribuição dos esforços nos pilares.

- *Modelo 1*: Estrutura considerada com elementos em 3 direções (laje representada por barras, como uma grelha);
- *Modelo 2*: Pórtico tridimensional em que as vigas de borda possuem inércia transversal elevada, sem a modelagem específica da laje;
- *Modelo 3*: Pórtico tridimensional com as extremidades dos pilares entre um andar e outro ligadas com escoras (bielas e tirantes);
- *Modelo 4*: Pórtico tridimensional com a consideração do nó mestre (ferramenta do programa STRAP<sup>®</sup>).

Estes processos se equivalem no que diz respeito às ações encontradas nos pórticos de contraventamento, devido à ação de vento. Para comprovar esta hipótese é utilizado nas simulações o programa STRAP<sup>®</sup>.

Seja a edificação cujo esquema estrutural é dado na Figura 2. 20 e imaginando-a submetida a uma ação lateral distribuída de vento (por exemplo, 0,188 tf/m). Os três elementos de contraventamento (pórticos) possuem a mesma rigidez. Os modelos descritos anteriormente podem então ser aplicados na mesma.

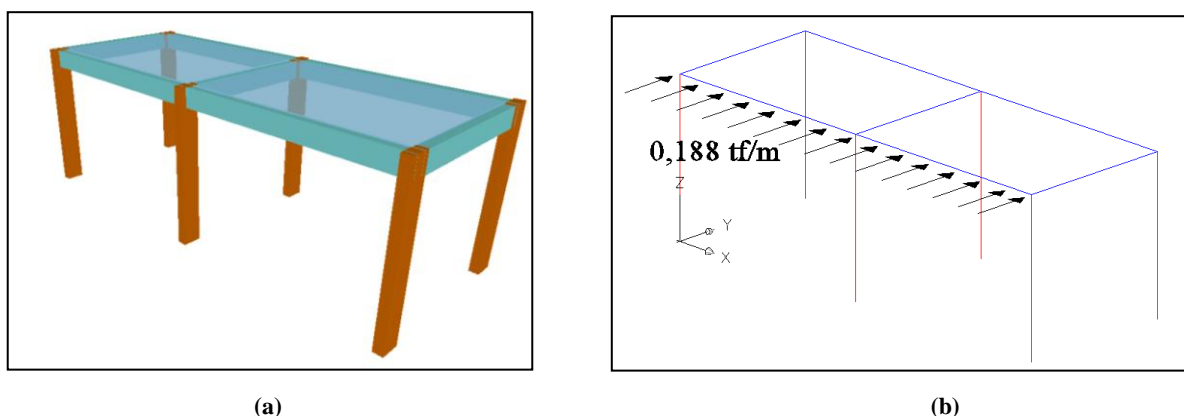


Figura 2. 20 - Estrutura composta de pavimento rígido e pórticos com vigas e pilares: (a) Esquema em perspectiva volumétrica; (b) Esquema estrutural em barras.

Inicialmente, a laje é inserida na estrutura em questão considerando sua representação por barras em ambas as direções, como uma grelha equivalente e com base no trabalho de

Raymundo (2007). A Figura 2. 21 indica a estrutura em questão inserida no programa de análise, juntamente com os esforços obtidos na base dos pilares.

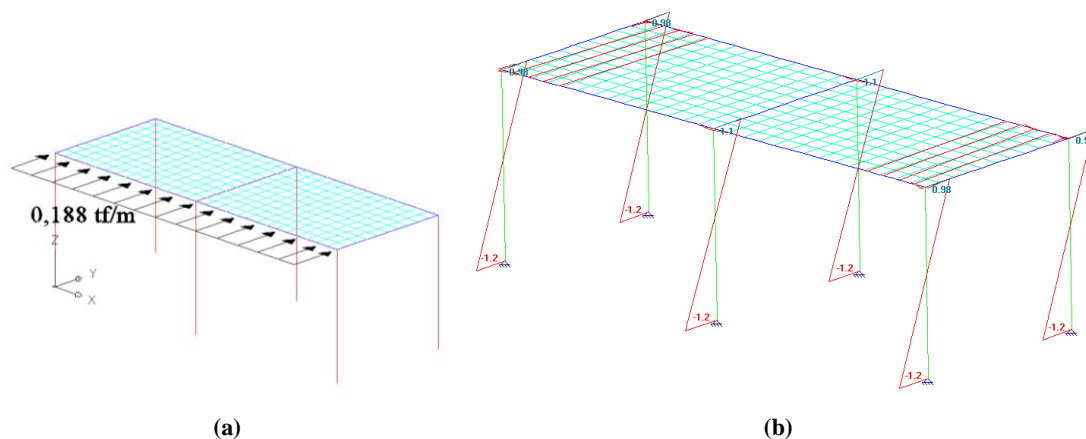


Figura 2. 21 - Modelo 1: estrutura considerada em três dimensões (pavimento representado por grelha). (a) Esquema de ações; (b) Diagrama de momentos fletores nos pilares.

No Modelo 2, a laje na estrutura é considerada agora através de um modo em que não é necessária sua inserção no modelo estrutural, ou seja, basta somente inserir vigas e pilares. Entretanto, para contemplar sua presença e influência, as vigas de borda da estrutura (as que são perpendiculares a ação lateral considerada) possuem sua seção transversal modificada. As mesmas, que naturalmente possuem uma seção retangular de  $30 \times 50 \text{ cm}$ , são então inseridas no programa como se tivessem uma seção de, por exemplo,  $300 \times 50 \text{ cm}$ . A elevação da inércia na direção transversal de cada elemento representa a interação da laje com a viga e o conseqüente aumento da inércia transversal em todo o pavimento da estrutura. A Figura 2. 22 indica a estrutura em questão, juntamente com os esforços obtidos na base dos pilares.

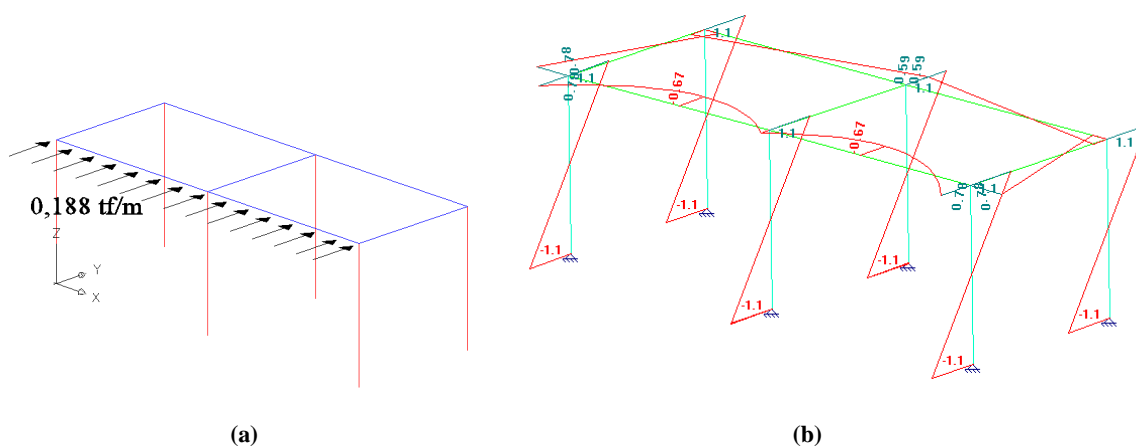


Figura 2. 22 - Modelo 2: pórtico tridimensional em que as vigas possuem inércia transversal elevada. (a) Esquema de ações; (b) Momento fletor nos pilares e vigas de contorno.

No terceiro modelo analisado, a laje é inserida na estrutura considerando sua representação por meio de barras diagonais no pavimento que resistam às forças de tração e compressão inerentes do modelo. Essa representação fica como a de um modelo de bielas (comprimidas) e tirantes (tracionados). A Figura 2. 23 indica a situação em questão, com os esforços obtidos nos pilares.

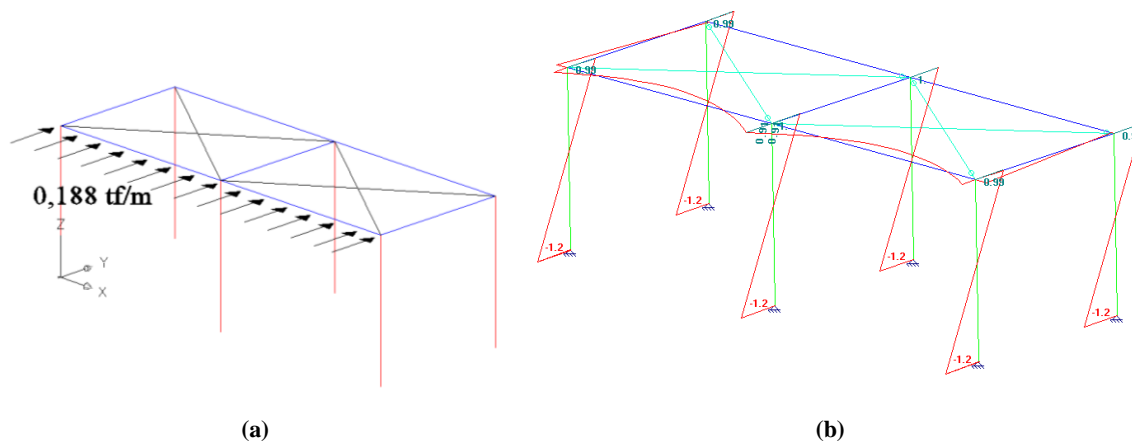


Figura 2. 23 - Modelo 3: pórtico tridimensional com as extremidades dos pilares entre um andar e o outro ligadas por bielas e tirantes. a) Esquema de ações; (b) momento fletor nos pilares.

No último modelo analisado, assim como no Modelo 2, a laje também não foi inserida na estrutura, mas somente os pilares e vigas. Para simular o efeito da laje maciça e, conseqüentemente, a influência do diafragma rígido, optou-se por utilizar uma ferramenta do programa *STRAP*<sup>®</sup> denominada nó mestre. Tal utilização foi realizada com base no Manual *STRAP* (2009). Nesta ferramenta, todos os nós do pavimento (extremidades dos pilares) são atrelados a um único deslocamento, tornando assim um pavimento fictício rígido. A Figura 2. 24 indica a situação em questão, com os esforços obtidos.

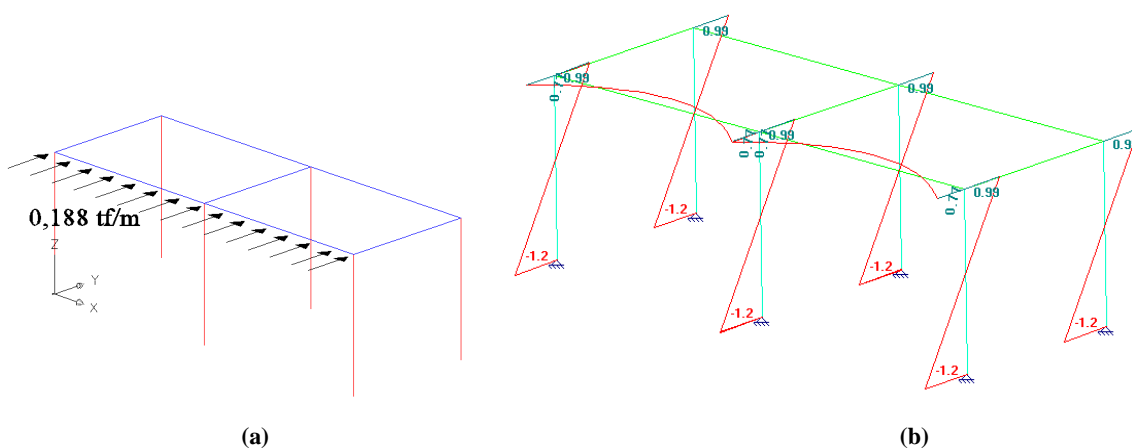


Figura 2. 24 - Modelo 4: Pórtico tri-dimensional com a consideração do nó mestre. (a) Esquema de ações; (b) Esforços obtidos.

Como se observa em Carvalho (2010) e Elliot (2002), a parcela da ação total lateral que vai para cada pórtico, com a presença do diafragma rígido, é proporcional à rigidez de cada elemento de contraventamento. Como na estrutura mostrada anteriormente os três pórticos são idênticos, fez-se um teste, considerando a utilização de apenas um pórtico (pórtico plano) e um terço do carregamento total aplicado no mesmo. Desta maneira, pode-se comparar o momento na base obtido pelo pórtico plano com os momentos obtidos pelas análises espaciais. A Figura 2. 25 indica tal análise.

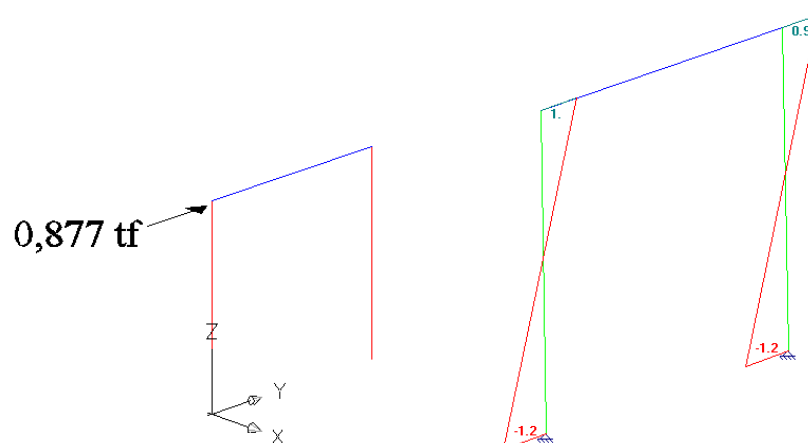


Figura 2. 25 - Pórtico plano e esforços de momento fletor na base dos pilares.

Pode-se, por fim, inserir a mesma estrutura, com a laje definida com o nó mestre, com a ação lateral concentrada agora somente no centro de gravidade do pavimento, de modo a se observar se a maneira de aplicação da ação influenciará na distribuição dos esforços dos pilares da estrutura que se está analisando. Desta maneira, pode-se observar na Figura 2. 26 tal análise.

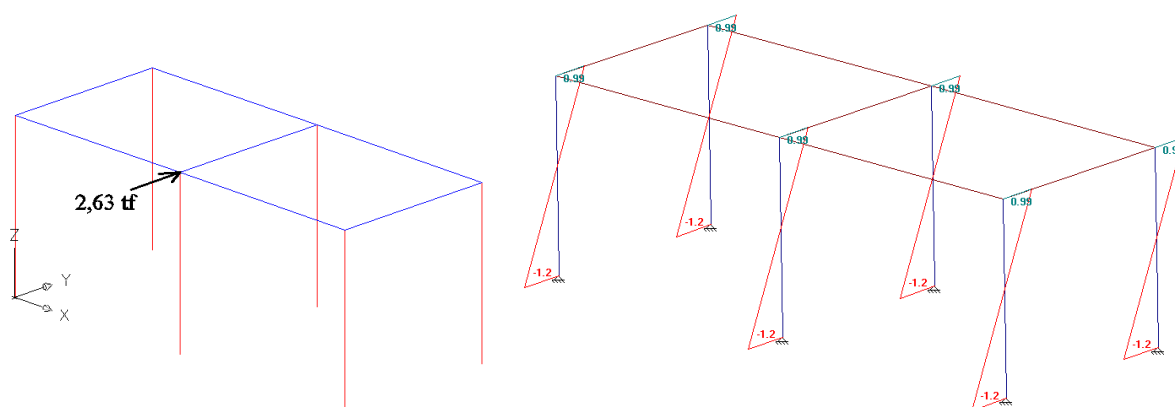


Figura 2. 26 – Pórtico tridimensional com a ação lateral concentrada no centro do pavimento.

São observados valores bem próximos (ou iguais) considerando as diversas maneiras de inserir a laje como diafragma na estrutura, assim como diferentes maneiras de se aplicar a ação de vento na estrutura. Além disso, pode-se provar pela análise do pórtico plano que a ação horizontal está sendo dividida corretamente para os três pórticos resistentes.

### **2.2.2 Análise dos elementos de contraventamento sob ação de vento pelo processo simplificado**

Para determinar os esforços solicitantes e deslocamentos nos elementos de contraventamento, usando o modelo de cálculo simplificado, considerando o pavimento funcionando como diafragma rígido, segue-se o seguinte roteiro, de acordo com Carvalho (2010):

- 1) Determinação da rigidez equivalente de cada sistema de contraventamento (relação de  $E.I.$  – Módulo de Elasticidade e Momento de Inércia);
- 2) Determinar o *Centro de Rotação (CR)* ou *Centro de Cisalhamento (CC)* do pavimento, em função da distribuição das rigezas dos elementos de contraventamento;
- 3) Reduzir as ações do vento para o *CR* (colocar a resultante e o respectivo momento, caso o *CR* não coincida com o centro do pavimento, onde se aplica a ação concentrada);
- 4) Calcular a ação atuante em cada elemento de contraventamento através das expressões deduzidas a seguir (este item será detalhado mais adiante);
- 5) Resolver (calcular esforços solicitantes e deslocamentos) o elemento de contraventamento sob as ações anteriores, com a aplicação de um modelo de pórtico plano para cada elemento de contraventamento da estrutura.

Considerando o pavimento como um corpo rígido (segundo o seu plano médio), o modelo de cálculo que representara o funcionamento do mesmo está indicado na Figura 2. 27.

Após a aplicação das ações de vento ( $F_V$ ) o pavimento desloca de  $\delta_p$  (translação, neste caso somente em x, mas poderia ter componente em y) e uma rotação  $\alpha$ , como se observou anteriormente.

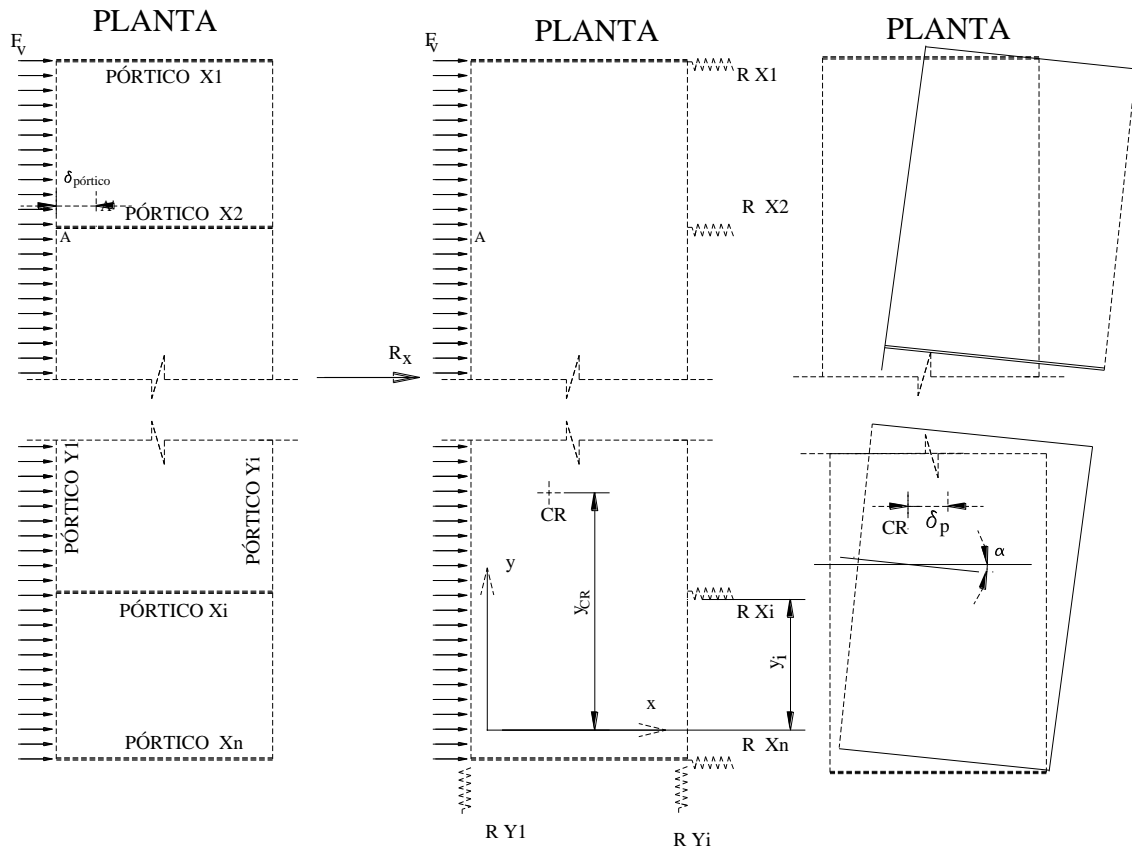


Figura 2. 27 - Planta de pavimento contraventado por pórtico que podem ser substituídos por molas (figura central) e que apresentará um movimento de corpo rígido, transladando e girando em relação ao centro de rigidez.

Se a resultante do vento  $R_x$ , considerando atuante só na direção paralela a x, atuar no centro de rotação o pavimento só sofrerá um deslocamento igual a  $\delta$ . Fazendo equilíbrio de momento em relação à origem segundo o centro de rotação ou de rigidez (C.R.) (considerando em um primeiro momento apenas atuantes e resistentes parcelas com direção em x) tem-se a Equação 2.1, de acordo com Carvalho (2010):

$$R_x \cdot y_{CR} = \sum R_{xi} \cdot y_i \quad (\text{Equação 2.1})$$



Usando o conceito de rigidez, a força  $R$  pode ser substituída pela relação que utiliza o coeficiente de mola de cada pórtico ( $K_i$ ) multiplicado pelo deslocamento total de cada pórtico  $i$  ( $\delta$ ). Com isso tem-se a Equação 2.2:

$$\left(\sum k_i \cdot \delta\right) \cdot y_{CR} = \sum k_i \cdot \delta \cdot y_i \quad (\text{Equação 2.2})$$

Manipulando-se a expressão anterior e deixando em evidência o valor da posição do centro de rotação ( $CR$ ), tem-se a Equação 2.3:

$$y_{CR} = \frac{\sum k_i \cdot y_i}{\sum k_i} \quad (\text{Equação 2.3})$$

Analogamente, pode-se fazer para a outra direção, a mesma análise realizada anteriormente. Assim, para uma ação  $R_y$  tem-se ainda a Equação 2.4:

$$x_{CR} = \frac{\sum k_i \cdot x_i}{\sum k_i} \quad (\text{Equação 2.4})$$

Para a situação ainda de resultante aplicada no centro de rigidez (ainda inicialmente na direção  $x$ ), pode-se escrever, por equilíbrio, a Equação 2.5:

$$R_x = \sum R_{xi} \quad (\text{Equação 2.5})$$

E para cada apoio (conjunto de contraventamento  $i$ ), tem-se a Equação 2.6, onde se aplica novamente o conceito de rigidez de uma mola:

$$R_{xi} = k_{xi} \cdot \delta_i \quad (\text{Equação 2.6})$$

Substituindo-se a Equação 2.6 na Equação 2.5, tem-se:

$$R_x = \sum k_{xi} \cdot \delta$$

E deixando em evidência o deslocamento do pórtico, tem-se:

$$\delta = \frac{R_x}{\sum k_{xi}}$$

Com a expressão anterior e voltando à Equação 2.6, pode-se escrever a Equação 2.7:

$$R_{xi} = k_{xi} \cdot \frac{R_x}{\sum k_{xi}} \quad (\text{Equação 2.7})$$

Analogamente, para uma ação na direção de y da estrutura, pode-se escrever a Equação 8:

$$R_{yi} = k_{yi} \cdot \frac{R_y}{\sum k_{yi}} \quad (\text{Equação 2.8})$$

Para considerar o efeito de um momento aplicado no pavimento e que gera uma rotação  $\alpha$ , tem-se, com base na Figura 2. 28, o equilíbrio de momentos, de acordo com a Equação 2.9, sendo  $R_i$  a força no elemento de contraventamento  $i$ , cuja aplicação se dá no ponto  $A'$  e  $r_i$  a distância do centro de rigidez (C.R.) até o ponto  $A'$ .

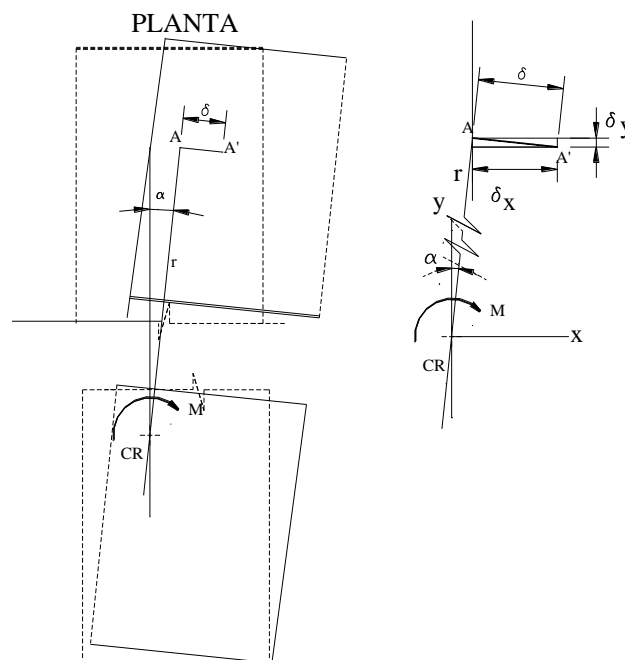


Figura 2. 28 - Planta de pavimento contraventado por pórticos, que podem ser substituídos por molas, solicitado por um momento atuando no centro de rigidez (C.R.).

$$M = \sum R_i \cdot r_i \quad (\text{Equação 2.9})$$

Por semelhança de triângulos, com base na figura anterior,  $\delta$  pode ser substituído pela relação  $r_i \cdot \alpha$ . Assim, pode-se escrever a Equação 2.10:

$$R_i = k_i \cdot \delta = k_i \cdot r_i \cdot \alpha \quad (\text{Equação 2.10})$$

Substituindo a Equação 2.10 na Equação 2.9, tem-se as expressões a seguir:

$$M = \sum k_i \cdot r_i \cdot \alpha \cdot r_i$$

$$M = \alpha \cdot \sum k_i \cdot r_i^2$$

$$\alpha = \frac{M}{\sum k_i \cdot r_i^2} \quad (\text{Equação 2.11})$$

Retornando agora na Equação 2.10, aplicando a Equação 2.11, tem-se a Equação 2.12.

$$R_i = k_i \cdot r_i \cdot \frac{M}{\sum k_i \cdot r_i^2} \quad (\text{Equação 2.12})$$

A expressão anterior pode ser dada em função das componentes, dependendo da direção da ação lateral na estrutura:

$$R_{x_i} = k_{x_i} \cdot y_i \cdot \frac{M}{\sum k_{x_i} \cdot y_i^2}$$

$$R_{y_i} = k_{y_i} \cdot x_i \cdot \frac{M}{\sum k_{y_i} \cdot x_i^2}$$

Por fim, unindo as expressões anteriores (referentes a rotação do pavimento) com as Equações 2.7 e 2.8 (advindas da parcela de translação do pavimento), tem-se as expressões finais para determinação da reação em cada pórtico  $i$  da estrutura que está sendo analisada. As mesmas podem ser descritas nas Equações 2.13 e 2.14, que representam as reações nos pórticos dependendo da direção da ação horizontal:

$$R_{xi} = R_x \cdot \frac{k_{xi}}{\sum k_{xi}} + k_{xi} \cdot y_i \cdot \frac{M}{\sum k_{xi} \cdot y_i^2} \quad (\text{Equação 2.13})$$

$$R_{yi} = R_y \cdot \frac{k_{yi}}{\sum k_{yi}} + k_{yi} \cdot x_i \cdot \frac{M}{\sum k_{yi} \cdot x_i^2} \quad (\text{Equação 2.14})$$

Como se observa em Elliot (2002), o momento  $M$  (da segunda parte das expressões anteriores) pode ainda ser substituído por  $R \cdot e$ , sendo  $e$  a excentricidade existente entre o ponto de aplicação da resultante de ação horizontal e o centro de cisalhamento (C.C.) da estrutura. Assim, chamando de  $\bar{X}$  a coordenada do C.C., o valor da excentricidade ( $e$ ) é dado pela Equação 2.15, de acordo com Elliot (2002):

$$e = \frac{x_d}{2} - \bar{X} \quad (\text{Equação 2.15})$$

Sendo  $x_d$  a largura total de incidência da ação horizontal (largura da edificação).

Determinados os valores da relação ( $E.I$ ) de cada pórtico da estrutura, que representam os valores de  $k_i$ , pode-se proceder ao cálculo de  $\bar{X}$ , de acordo com a Equação 2.16.

$$\bar{X} = \frac{\sum E_i \cdot I_i \cdot x_i}{\sum E_i \cdot I_i} \quad (\text{Equação 2.16})$$

Sendo  $i$  os pórticos de A a D da estrutura em questão e  $x_i$  a abscissa de cada pórtico em relação à origem (considerada neste exemplo no canto inferior esquerdo da estrutura), o valor de  $\bar{X}$  representa uma média ponderada da rigidez de cada pórtico, de acordo com a Figura 2.29.

Como se observa anteriormente, há necessidade de se definir a relação ( $E.I$ ) para cada elemento de contraventamento  $i$  (pórtico) da estrutura. Para isso, são utilizados os preceitos definidos em Carvalho e Pinheiro (2009) para cálculo de pilar equivalente (rigidez  $k$  da mola que representa o pórtico). Esta análise permite definir qual a inércia ( $I$ ) de um pórtico qualquer (composto por pilares e vigas), assimilando-o a um único pilar de seção retangular ou quadrada, no qual a inércia é definida mais facilmente.

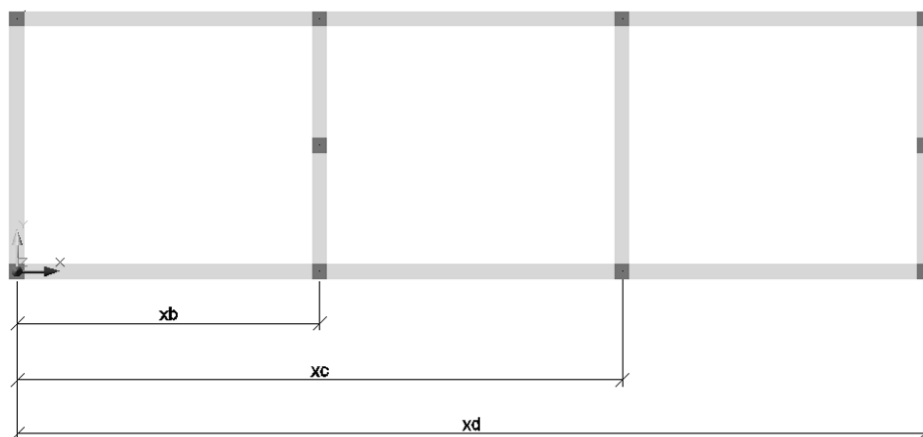


Figura 2. 29 – Posicionamento dos pórticos em planta com relação à origem (canto inferior esquerdo).

De acordo com Carvalho e Pinheiro (2009), o cálculo do pilar equivalente, para determinação da relação  $(E.I)$ , pode ser feito admitindo-se, por exemplo, que atue no topo em cada pórtico uma força horizontal  $F$  qualquer. Calculado o deslocamento no topo de cada pórtico ( $\delta_{\text{pórtico}}$ ), basta agora tomar um pilar fictício, engastado na base e livre na outra extremidade, com a mesma da altura do pórtico em questão e a mesma necessidade (de acordo com a Figura 2. 30):

$$\delta_{\text{pórtico}} = \delta_{\text{pilar}}$$

Como se observa em Carvalho e Pinheiro (2009), o deslocamento no topo de uma barra engastada na base e livre na extremidade é dado pela Equação 2.17:

$$\delta_{\text{pilar}} = \frac{F \cdot H^3}{3 \cdot (E.I)_{\text{pilar}}} \quad (\text{Equação 2.17})$$

Como a igualdade entre deslocamento deve valer, a Equação 2.17 pode ser escrita agora como a Equação 2.18:

$$(E.I)_{\text{pilar}} = \frac{F \cdot H^3}{3 \cdot \delta_{\text{pórtico}}} \quad (\text{Equação 2.18})$$

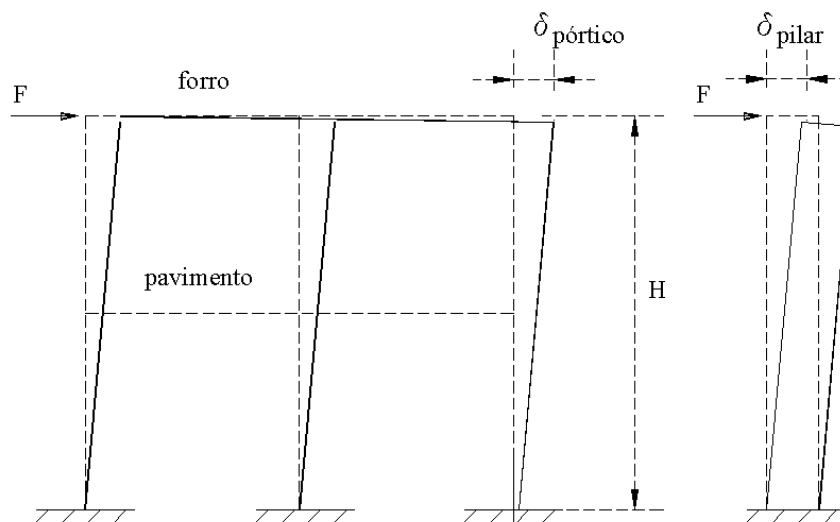


Figura 2. 30 – Pórtico plano e seu respectivo pilar com rigidez equivalente (FONTE: Carvalho e Pinheiro, 2009).

Considerando a expressão anterior para o cálculo dos valores de  $(E.I)$  de cada pórtico a ser utilizado na Equação 2.16, pode-se utilizar um programa de análise de pórtico plano, de modo a se obter o deslocamento no topo dos mesmos. Na Figura 2. 31 se observa a tela do programa de análise plana *FTool* (Martha, 2008) com um pórtico qualquer sob ação horizontal qualquer ( $F$ ) aplicada em seu topo.

O último passo antes de se calcular a porcentagem de ação horizontal em cada pórtico é definir a posição relativa de cada um deles em relação ao centro de cisalhamento (*C.C.*) definido anteriormente. Tais valores são definidos tomando como base a Figura 2. 32.

De acordo com Elliot (2002), tais valores também podem ser definidos a partir da Equação 2.19, com os valores obtidos sempre tomados em módulo.

$$a_i = x_i - \bar{X} \quad (\text{Equação 2.19})$$

Com as informações dispostas anteriormente e com base no item 4 do roteiro de início deste capítulo, é possível criar uma seqüência de atividades para determinação das reações em cada pórtico de uma estrutura a ser analisada, de modo que sejam obtidos os valores necessários para utilização das Equações 2.13 e 2.14.

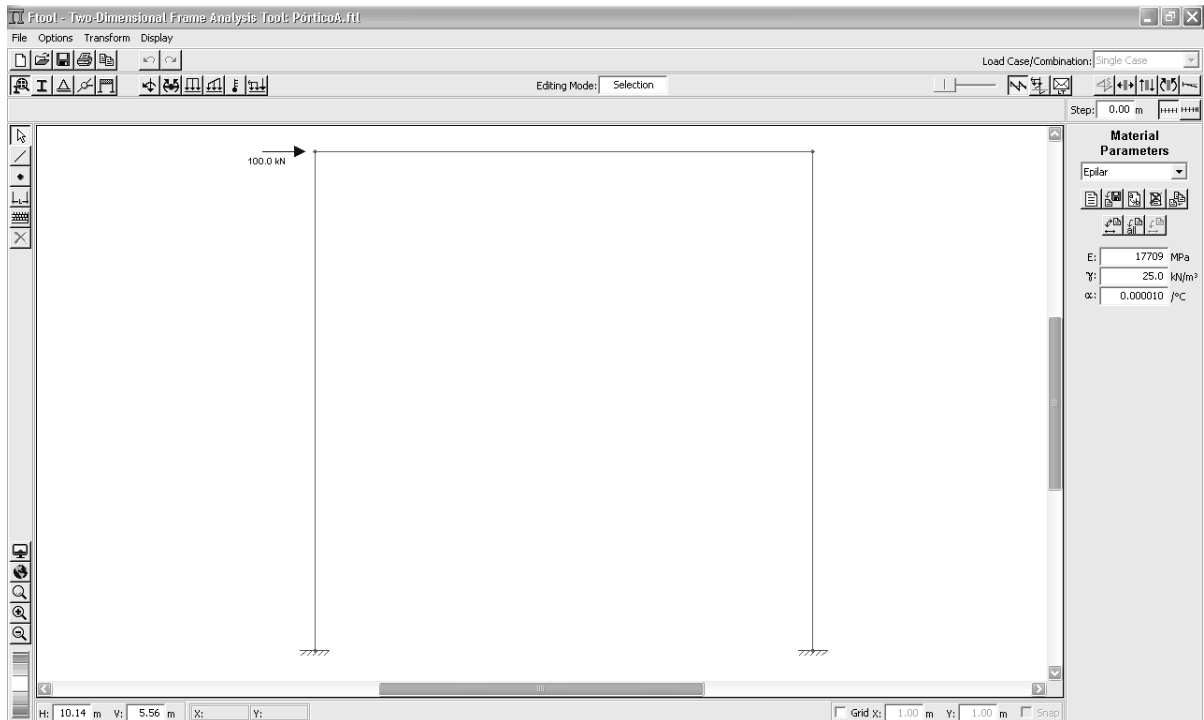


Figura 2. 31 – Tela do programa *FTool* com a esquematização de um pórtico.

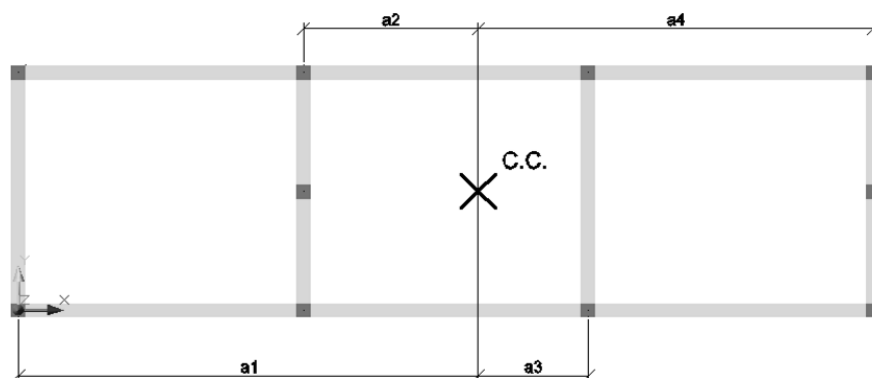


Figura 2. 32 – Posição dos pórticos em relação ao centro de cisalhamento (vista em planta).

A seguir é descrito o roteiro:

- 1) Pelo método do *Pilar Equivalente*, determinar os valores da relação  $E.I$  para todos os pórticos da estrutura que está sendo analisada (utilizar uma ferramenta de pórtico plano, como já descrito anteriormente). Promover uma somatória dos valores de todos os pórticos da estrutura ( $\sum E.I$ );
- 2) Determinar a coordenada  $X$  de cada pórtico em questão, com base na Figura 2. 29;

- 3) Promover a multiplicação dos valores de  $E.I$  de cada pórtico pelos valores de  $X$  dos mesmos (promover a relação  $[E.I]_i.X_i$ ). Posteriormente, fazer a somatória de todos os valores ( $\sum[E.I]_i.X_i$ );
- 4) Promover o cálculo do valor de  $\bar{X}$  do pavimento em análise, com base na Equação 2.16;
- 5) Promover a determinação do valor da excentricidade ( $e$ ) do pavimento, com base na Equação 2.15;
- 6) Determinar os valores de  $a$  para cada pórtico, com base na Figura 2. 32 e Equação 2.19;
- 7) Promover a multiplicação dos valores de  $E.I$  pelos valores  $a$  para cada pórtico;
- 8) Promover a multiplicação dos valores de  $E.I$  pelos valores de  $[a^2]$ . Fazer a somatória para todos os pórticos da estrutura ( $\sum[E.I]_i.a_i^2$ );

Com isso, já se tem todos os valores necessários para utilização das Equações 2.13 e 2.14, com consequente determinação das parcelas de ação concentrada em cada pórtico da estrutura analisada. Novamente com a utilização de uma ferramenta de pórtico plano, os esforços em cada um deles podem ser determinados, com a aplicação da força concentrada determinada anteriormente no topo do pórtico em questão.

### 2.2.3 Exemplo numérico 01 – Processo simplificado

A partir do método de análise descrito anteriormente, serão determinados os esforços nos pórticos de uma estrutura composta de apenas um pavimento e arranjo assimétrico dos pórticos (presença de elementos com rigezas diferentes). A ferramenta de pórtico plano a ser utilizada neste exemplo é o *FTool* (Martha, 2008). A estrutura definida para este primeiro exemplo é composta de apenas um pavimento, de altura total igual a 5,0 metros (distância entre o nível do piso acabado e a face superior da laje de forro). A Figura 2. 33 indica a planta de formas da estrutura escolhida.



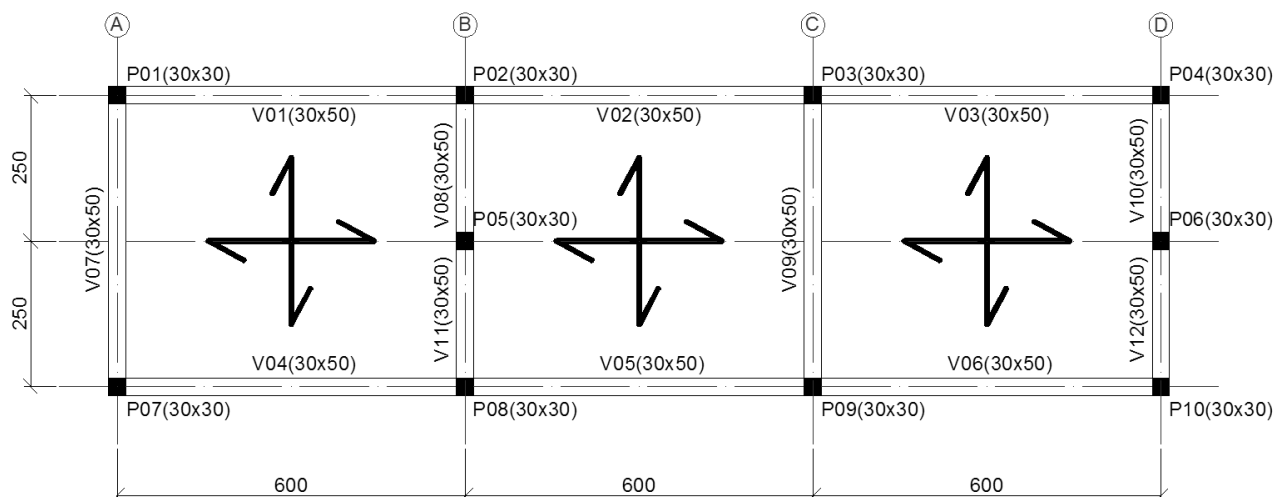


Figura 2. 33 – Planta de formas da estrutura analisada.

Na Figura 2. 34 é possível observar uma perspectiva esquemática da estrutura. Os elementos em azul claro representam os pilares, definidos com seção quadrada de lado 30 cm. Os elementos em verde representam as vigas, todas definidas com seção transversal retangular de 30x50 cm. Por fim, os elementos em amarelo representam as lajes maciças da estrutura, com 12 cm de espessura (neste exemplo não foi considerada a influência da laje nas vigas de apoio, ou seja, as características geométricas das mesmas não foram consideradas como de seção “T”). Foi definido para este exemplo que o concreto a ser utilizado é de 40 MPa. Com isso, pode-se calcular então os valores do módulo de elasticidade ( $E$ ) dos pilares e das vigas da estrutura. Apesar de neste exemplo não se estar analisando a estabilidade global da edificação, foram seguidos os preceitos do item 15.7.3 da NBR6118:2004, para se considerar, simplificada, o efeito da não linearidade física do concreto (fissuração) minorando os valores de  $E$  dos elementos estruturais. Sendo assim, foram definidos os coeficientes de minoração 0,8 e 0,4, respectivamente para pilares e vigas. Os valores finais encontrados foram os seguintes:

$$E_{\text{pilar}} = 5600 \times \sqrt{40} \times 0,8 = 28334,0 \text{ MPa}$$

$$E_{\text{viga}} = 5600 \times \sqrt{40} \times 0,4 = 14167,0 \text{ MPa}$$

Será considerada somente uma ação horizontal (que representa, por exemplo, o vento) distribuída linearmente ao longo do nível da laje. O valor definido para este exemplo é de 6,85 kN/m. Não será analisado neste exemplo os efeitos de esforços decorrentes da existência

de ações gravitacionais na estrutura (como por exemplo aqueles decorrentes por efeitos de segunda ordem geométricos). A Figura 2. 35 indica a ação considerada em um pórtico espacial.

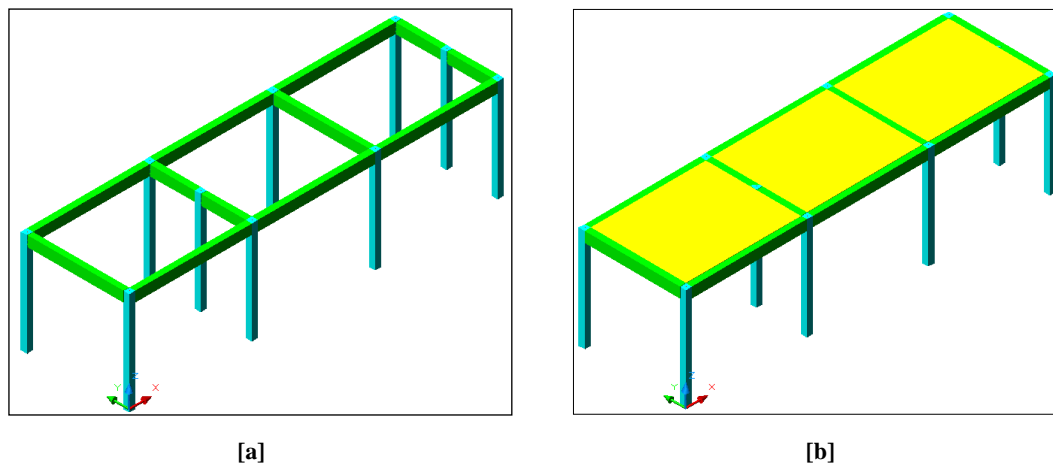


Figura 2. 34 – [a] Perspectiva esquemática indicando os pilares e as vigas da estrutura; [b] Perspectiva esquemática indicando também a laje maciça.

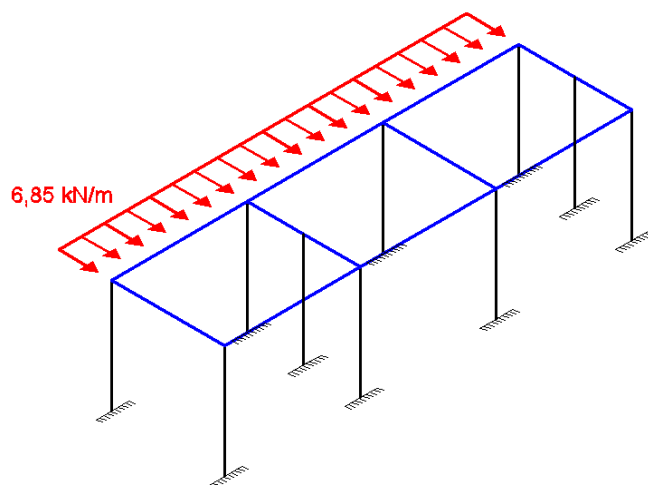


Figura 2. 35 – Ação distribuída no nível da laje.

Inicialmente foram definidos os valores da rigidez para cada um dos quatro pórticos da estrutura definida anteriormente. A Tabela 2. 1 indica os valores encontrados para a estrutura em questão.

Com os valores de rigidez de cada pórtico da estrutura, é possível agora se proceder ao cálculo do centro de cisalhamento da estrutura  $\bar{X}$ , após a confecção da Tabela 2. 2.

Tabela 2. 1 – Definição dos pilares equivalentes.

<i>Método do pilar equivalente</i>		
<b>Pórtico</b>	<b><math>\delta</math> (m)</b>	<b><math>E \cdot I_{\text{equiv}}</math></b>
<b>A</b>	0,0494	11845970,2
<b>B</b>	0,0311	18816428,5
<b>C</b>	0,0494	11845970,2
<b>D</b>	0,0311	18816428,5

Tabela 2. 2 – Dados para o cálculo do centro de cisalhamento.

<b>Pórtico</b>	<b><math>(E \cdot I)_{\text{equi}}</math> (kN.m<sup>3</sup>)</b>	<b><math>x_i</math> (m)</b>	<b><math>(E \cdot I) \cdot x_i</math></b>
<b>A</b>	11845970,2	0,0	0,0
<b>B</b>	18816428,5	6,0	112898571,1
<b>C</b>	11845970,2	12,0	142151642,1
<b>D</b>	18816428,5	18,0	338695713,2
<b>TOTAL</b>	61324797,37		593745926,3

Assim, tem-se:

$$\bar{X} = \frac{\sum E_i \cdot I_i \cdot x_i}{\sum E_i \cdot I_i}$$

$$\bar{X} = \mathbf{9,68\ m}$$

O ponto de aplicação da ação (já como concentrada) é definido como a metade da distância entre o ponto “zero” (origem) e a posição do último pórtico em questão, ou seja, 18 metros. Desta maneira, neste exemplo em questão, o ponto de aplicação da resultante da ação horizontal está na abscissa 9,0 metros. Sendo assim, a excentricidade ( $e$ ) nesta estrutura pode ser definida:

$$e = \frac{x_d}{2} - \bar{X}$$

$$e = \mathbf{0,68\ m}$$

Antes de proceder à definição da parcela de ação em cada pórtico da estrutura, deve-se calcular agora a posição relativa ( $a$ ) de cada pórtico em relação ao centro de cisalhamento. Os valores são indicados na Tabela 2. 3, lembrando que sempre os valores são tomados em módulo.

Assim, a Tabela 2. 4 pode ser construída de modo a se determinar as parcelas de ação horizontal.

Tabela 2. 3 – Posição relativa de cada pórtico.

Pórtico	$a_i$ (m)
A	9,68
B	3,68
C	2,32
D	8,32

Tabela 2. 4 – Dados finais para o cálculo das parcelas.

Pórtico	$a_i$ (m)	$(E_i \cdot I_i) \cdot a_i$	$(E_i \cdot I_i) \cdot a_i^2$
A	9,68	114692536,1	1110451710
B	3,68	69281856,03	255094933,2
C	2,32	27459106,02	63650548,86
D	8,32	156515286,1	1301896094
<b>TOTAL:</b>		<b>2731093286</b>	

Considerando a translação e a rotação da estrutura (devido à existência da excentricidade  $e$ ), a Tabela 2. 5 indica qual a porcentagem da ação concentrada total lateral vai para cada pórtico da estrutura:

$$H_i(\%) = \left( \frac{E_i \cdot I_i}{\sum E_i \cdot I_i} \pm \frac{e \cdot E_i \cdot I_i \cdot a_i}{\sum E_i \cdot I_i \cdot a_i^2} \right) \cdot H \cdot 100$$

Sendo  $H=6,85k/m \times 18,0 m$ . Deve-se lembrar ainda que, se a coordenada do pórtico for menor que o valor de  $\bar{X}$ , a expressão anterior é então aplicada considerando o sinal “negativo” (caso dos pórticos A e B da estrutura em questão).

Sabendo que  $H_t= 123,30 kN$ , pode-se indicar na Tabela 2. 6 os valores de ação concentrada no topo de cada pórtico da estrutura, com base na Tabela 2. 5.

Tabela 2. 5 – Parcelas da ação horizontal.

Pórtico	Reação (%)
A	22,18
B	32,41
C	18,63
D	26,77
<b>TOTAL</b>	100,00

Tabela 2. 6 – Valores da ação horizontal concentrada.

Pórtico	Reação (kN)
A	27,35
B	39,96
C	22,97
D	33,01
<b>TOTAL</b>	123,30

Os valores acima podem ser confirmados e analisados através de uma simples análise feita no programa de pórtico plano *FTool* (Martha, 2008). Nesta análise, o pavimento é inserido como uma viga de grande inércia na direção de seu plano e os apoios são definidos como molas com rigidez na direção vertical (no caso do programa considerado, na direção de  $y$ ). Para definir o valor da rigidez ( $k$ ) de cada uma das molas a ser utilizada (que representa os pórticos), basta aplicar a Equação 2.20.

$$k_y = \frac{F}{\delta} \quad (\text{Equação 2.20})$$

Sendo  $F$  e  $\delta$  os valores utilizados para cálculo dos valores de  $E.I$ , indicados na Tabela 2. 1. A Tabela 2. 7 indica os valores de  $k_y$  para cada pórtico da estrutura em questão, lembrando que o valor de  $\delta$  foi obtido para uma carga concentrada no topo de valor 100 kN.

Tabela 2. 7 – Valores do coeficiente de mola de cada pórtico.

Pórtico	$k_y$ (kN/m)
A	2024,29
B	3215,43
C	2024,29
D	3215,43

A Figura 2. 36 indica o esquema estrutural a ser aplicado para a estrutura em questão.

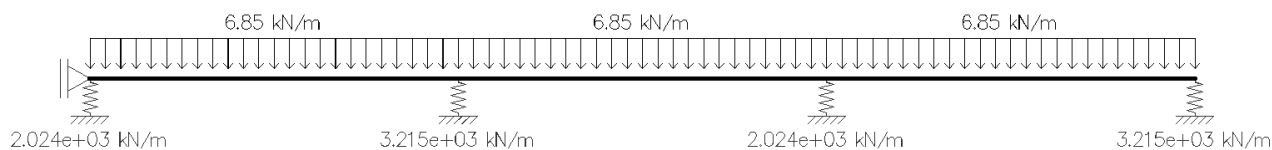


Figura 2. 36 – Esquema estrutural do pavimento em análise.

A Figura 2. 37 indica a solução obtida pelo programa em relação às reações nos apoios definidos como molas (pórticos nomeados de A a D), assim como a posição deformada da estrutura. Pode-se notar que os valores são bem próximos aos daqueles mostrados na Tabela 2. 6

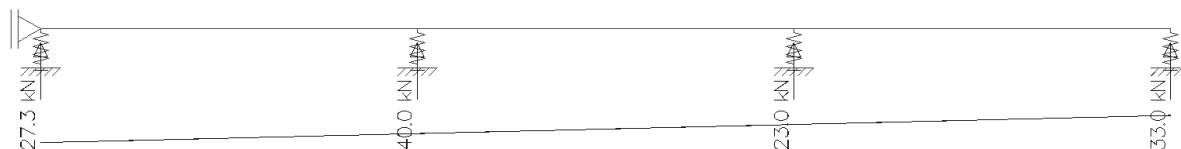


Figura 2. 37 – Reações nos pórticos (inseridos como molas) e pavimento deformado.

Desta maneira, após a determinação das reações nos pórticos (que representam ações concentradas no topo dos mesmos), é possível se proceder à determinação dos esforços dos elementos estruturais. A fim de se validar os valores de esforços nas bases dos pilares obtidos por este método, tal estrutura foi também analisada no programa comercial *STRAP*<sup>®</sup>, como um pórtico espacial. Os valores, para ambos os métodos, estão indicados na Tabela 2. 8, e estão dispostos com base na Figura 2. 38.

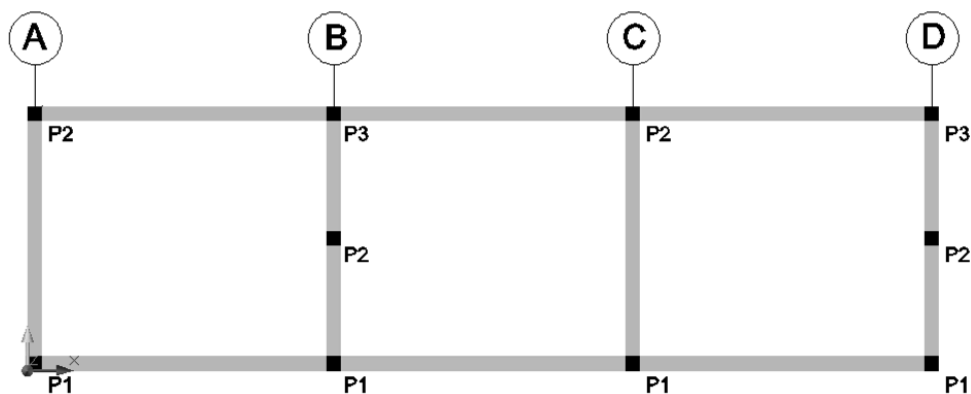


Figura 2. 38 – Disposição dos pilares para comparação (vista em planta).

Tabela 2. 8 – Comparação dos valores obtidos com o pórtico espacial.

Pórtico	Análise Plana			Análise Espacial		
	Pilares			Pilares		
	1	2	3	1	2	3
A	3,57	3,56	<del>3,56</del>	3,50	3,50	<del>3,50</del>
B	3,35	3,53	3,34	3,30	3,50	3,30
C	3,00	2,99	<del>2,99</del>	3,00	3,00	<del>3,00</del>
D	2,77	2,91	2,76	2,80	3,00	2,80

#### 2.2.4 Análise de estruturas de múltiplos pavimentos

As análises e exemplos mostrados até agora indicam apenas de estruturas de apenas um pavimento ou que se sugere uma análise isolada do pavimento, como indicada em Elliot (2002). Pode-se perceber, entretanto, a partir da análise de estruturas com mais pavimentos, que a determinação das ações concentradas (em cada nível) pelo método simplificado não retratava de modo real o comportamento da estrutura, caso a análise ainda continuasse sendo feita pavimento por pavimento. Foi possível perceber que o funcionamento e modo de deslocamento de um pavimento influencia no pavimento adjacente inferior de certa maneira, assim como no seguinte e assim por diante. Para uma edificação de múltiplos pavimentos, a análise isolada deve ser aplicada então somente para a análise do pavimento da cobertura.

Como observado em Elliot (2002) e Carvalho (2010), a ação horizontal em cada pórtico depende de uma parcela de translação do pavimento juntamente com outra de rotação, se houver algum tipo de excentricidade no pavimento analisado. Caso se proceda tal análise a uma edificação de, por exemplo, três pavimentos (como indicado na Figura 2. 39), a reação no pórtico  $i$  do nível da cobertura é dada pela Equação 2.21, na qual se vê uma parcela advinda da translação e uma parcela advinda da translação do pavimento (considerando que haja excentricidade no pavimento).

$$H_{i,3} = H3 \cdot \frac{E_i \cdot I_i}{\sum E_i \cdot I_i} \pm H3 \cdot \frac{e \cdot E_i \cdot I_i \cdot a_i}{\sum E_i \cdot I_i \cdot a_i^2} \quad (\text{Equação 2.21})$$

Já para este mesmo pórtico  $i$ , no nível intermediário da edificação, a reação é dada pela Equação 2.22. Nota-se agora, além de uma parcela de rotação advinda do carregamento da ação  $H2$ , outra parcela de torção advinda da ação  $H3$ .

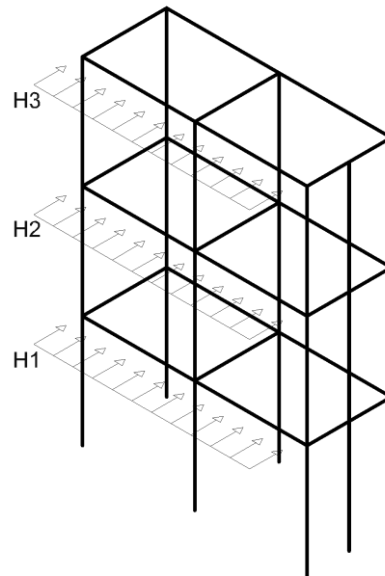


Figura 2. 39 – Edificação de múltiplos pavimentos sujeita à ação lateral.

$$H_{i,2} = H2 \cdot \frac{E_i \cdot I_i}{\sum E_i \cdot I_i} \pm H2 \cdot \frac{e \cdot E_i \cdot I_i \cdot a_i}{\sum E_i \cdot I_i \cdot a_i^2} \pm H3 \cdot \frac{e \cdot E_i \cdot I_i \cdot a_i}{\sum E_i \cdot I_i \cdot a_i^2} \quad (\text{Equação 2.22})$$

Finalmente, para o pórtico  $i$  no nível do pavimento mais baixo da edificação, a reação é dada pela Equação 2.23. Na mesma estão presentes, além das parcelas advindas da ação  $H1$ , outras duas parcelas de rotação advindas das ações  $H2$  e  $H3$ .

$$H_{i,1} = H1 \cdot \frac{E_i \cdot I_i}{\sum E_i \cdot I_i} \pm H1 \cdot \frac{e \cdot E_i \cdot I_i \cdot a_i}{\sum E_i \cdot I_i \cdot a_i^2} \pm H2 \cdot \frac{e \cdot E_i \cdot I_i \cdot a_i}{\sum E_i \cdot I_i \cdot a_i^2} \pm H3 \cdot \frac{e \cdot E_i \cdot I_i \cdot a_i}{\sum E_i \cdot I_i \cdot a_i^2} \quad (\text{Equação 2.23})$$



# 3. *Pavimentos com painéis alveolares protendidos*

## 3.1 *Generalidades*

A utilização de lajes compostas por elementos pré-fabricados tem se tornado uma prática bastante rotineira no Brasil, segundo Petrucelli (2009). Este tipo de estrutura tem uma aplicabilidade em estruturas de diversas características, podendo ser inseridas em variados sistemas estruturais, sejam estes para serem aplicados a edificações residenciais ou até mesmo edifícios de pequena altura (até quatro pavimentos). Tal sistema pode reduzir a utilização de formas de madeira, excesso de escoramento e consumo de concreto na obra.

Em análise no portfólio de algumas empresas que produzem tais sistemas, algumas variedades de tais produtos que podem compor o pavimento são encontradas. O primeiro componente a ser citado é vigota protendida, que pode ser utilizada juntamente com elementos de preenchimento cerâmico ou de *EPS* (poliestireno expandido). A Figura 3. 1 indica o detalhe de uma vigota protendida, juntamente com sua aplicação em estruturas com sistemas estruturais diversos.

O segundo elemento a ser citado é a vigota treliçada, que também pode ser utilizada com elementos de preenchimento cerâmico ou EPS. Neste elemento, a seção da vigota é completada com a cura da capa de concreto a ser inserida sobre os elementos de preenchimento. Daí a necessidade das barras expostas, como se verifica na Figura 3. 2, para promover a solidarização dos elementos prontos com o promovido *in loco* (capa estrutural).

Em estruturas compostas por elementos pré-fabricados, os pavimentos são geralmente composto, de acordo com El Debs (2001), por lajes que sejam unidirecionais (lajes alveolares, pi ou treliçadas), complementadas com uma adição de concreto moldado no local, de modo a promover a solidarização entre os elementos de laje e também entre os elementos e o restante da edificação. A Figura 3. 3 indica exemplos destes elementos estruturais.

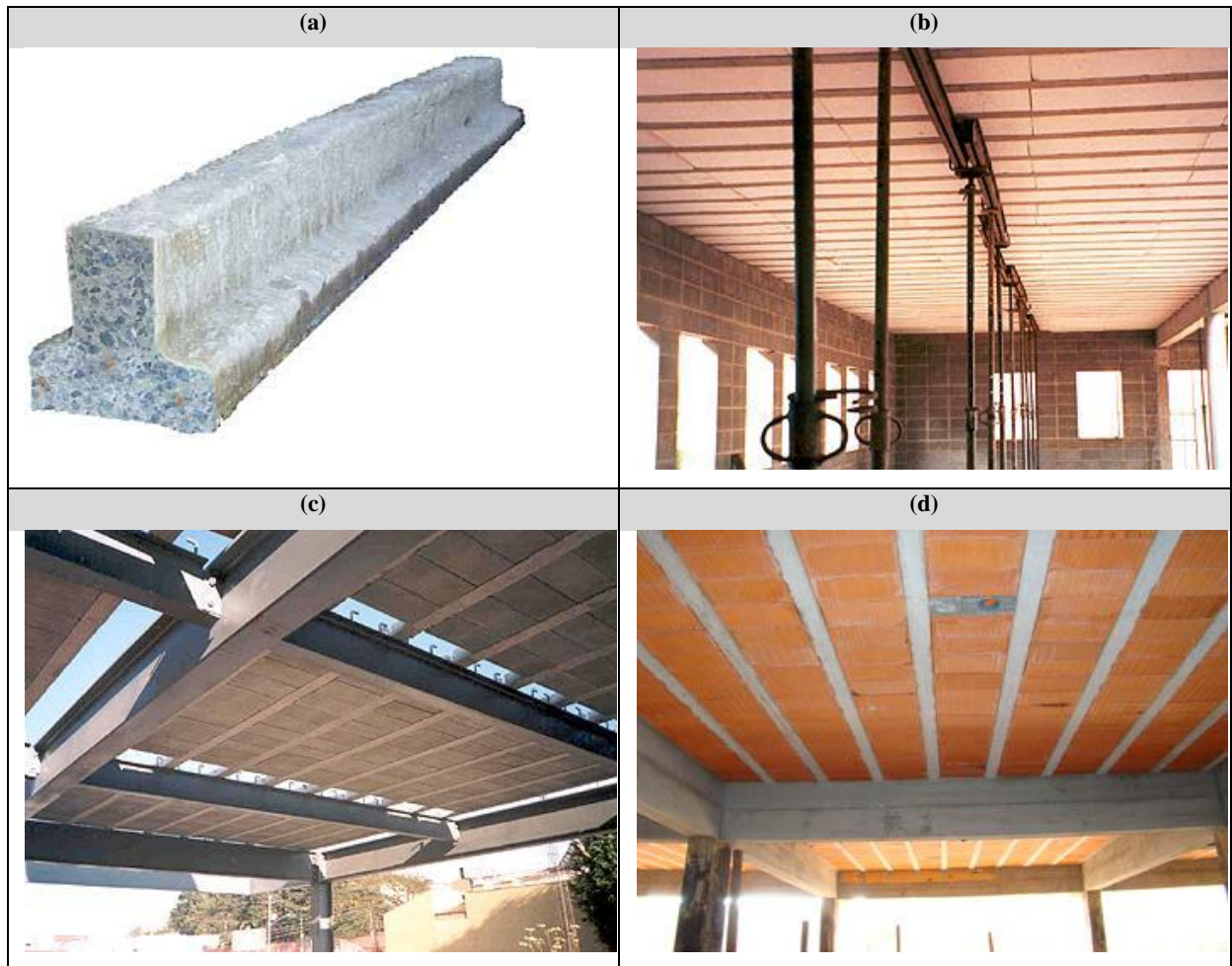


Figura 3. 1 – (a) Trecho de uma vigota protendida; (b) Aplicação com elementos de EPS em estrutura de alvenaria estrutural; (c) Aplicação com lajota cerâmica em estrutura metálica; (d) Aplicação com lajota cerâmica em estrutura de concreto armado (FONTE: Tatu Pré-moldados)



Figura 3. 2 – Vigotas pré-fabricadas treliçadas (FONTE: Lajes Premold).

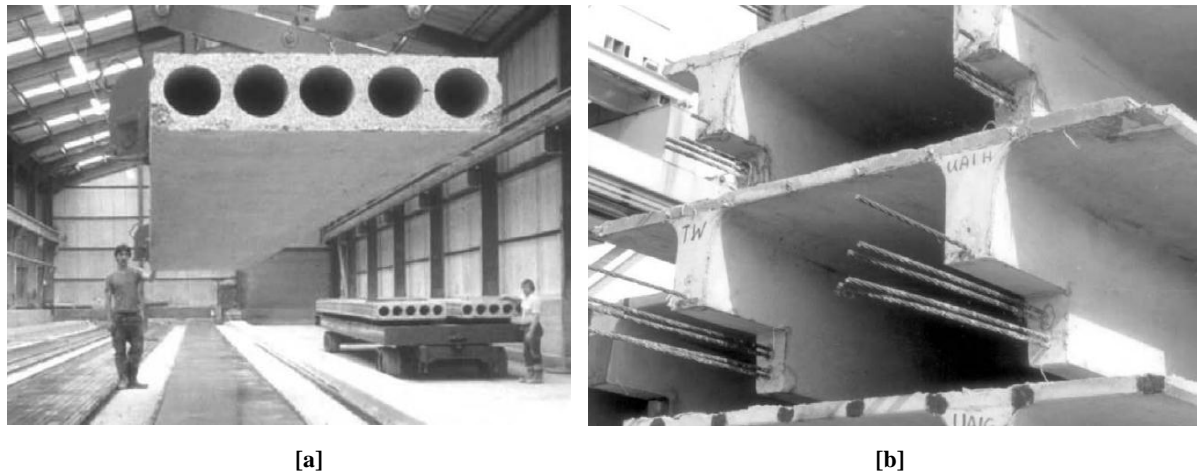


Figura 3. 3 – Tipologias mais comuns de lajes pré-fabricadas: [a] Laje alveolar; [b] Laje PI ou duplo T (FONTE: Elliot, 2002).

Quando se trata de edificações pré-fabricadas de múltiplos pavimentos, muitas situações de grandes vãos ou elevadas sobrecargas não permitem a utilização de lajes pré-fabricadas compostas por vigotas ou trilhos protendidos. Neste caso, há um destaque para as lajes alveolares protendidas. São elementos com grande parte de seu interior vazio (alvéolos), de modo a terem um peso reduzido por possibilitar a retirada do concreto em uma região da seção que não traz grande influência quando a mesma trabalha à flexão. De acordo com Petrucelli (2009), trata-se de um elemento linear, no qual a resistência e o funcionamento são dados pelas cordoalhas dispostas no sentido longitudinal da mesma, conforme indica Figura 3. 4. Deve-se lembrar que, na direção transversal dos elementos, não há qualquer tipo de armadura.

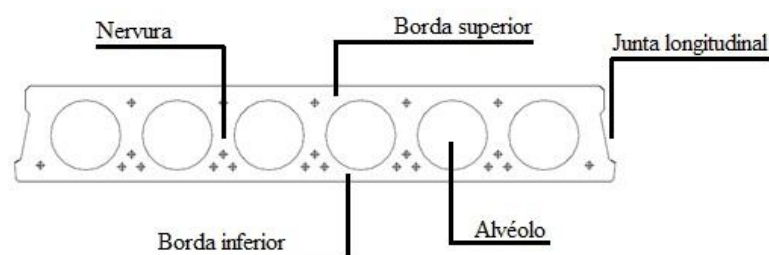


Figura 3. 4 – Seção transversal de uma laje alveolar qualquer e possíveis locações de cordoalhas inferiores e superiores (BASEADO EM: Petrucelli, 2009).

Como observado na ilustração anterior, pode-se notar que cada parte da seção transversal do elemento individual, ou já no pavimento, recebe uma denominação:

- *Borda superior*: local com altura disponível para inserção de cordoalhas superiores;

- *Borda inferior*: local com altura disponível para inserção de cordoalhas inferiores;
- *Alvéolos*: regiões circulares da figura anterior, sem a presença de concreto;
- *Nervura*: regiões entre os alvéolos;
- *Junta longitudinal*: região lateral dos elementos de laje, comum a dois painéis adjacentes no pavimento.

Apesar de muitas vezes necessitarem de uma adição *in loco*, segundo Elliot (2002), os pavimentos compostos de elementos pré-fabricados trazem grande economia não só para edificações totalmente composta por elementos pré-fabricados, mas também quando se opta por promover uma mistura entre sistemas estruturais. As lajes alveolares, por exemplo, além de possibilitarem uma rápida montagem, permitem a aplicação de grandes carregamentos nos pavimentos, entretanto com elementos leves, em comparação a mesma situação com elementos moldados no local, na maioria das vezes maciços. Como se observa em Elliot (2002), tais elementos têm metade do peso de uma seção sólida de mesma espessura. Tal elemento estrutural começa a não ser econômico quando se tem pavimentos que não seguem um formato do tipo retangular, pois há necessidade de se adaptar as placas, promovendo cortes que muitas vezes não são paralelos às seções transversais ou longitudinais.

Pode-se notar ao observar um elemento de laje alveolar que a sua lateral (local paralelo com a laje adjacente) não é plana e é esquematizada de tal maneira que não permite que um elemento fique completamente encostado com seu adjacente. De acordo com Elliot (2002), apesar de tais elementos serem dimensionados como isolados, a função de tal junta, denominada chave de cisalhamento, é não permitir o movimento relativo entre os elementos de placa. Além disso, pode ser dimensionada de modo que resista às tensões internas que aparecem no pavimento, na situação em que o pavimento é infinitamente rígido na direção transversal (diafragma rígido) e a edificação é sujeita a uma ação horizontal.

Em pavimentos compostos por laje alveolar, deve haver um cuidado especial considerando a maneira como tais elementos são ligados entre si e o restante da estrutura. Se o pavimento é feito contínuo, como uma estrutura moldada *in loco*, sem tais peças separadas, tais problemas localizados não existem e as ações horizontais são propagadas igualmente em toda a área do piso.

Tais elementos estruturais possuem um processo de produção bastante padronizado, com equipamentos e locais próprios, ou seja, específicos somente para produção de lajes. Como se observa em Petrucelli (2009), no Brasil dois principais tipos de processos de

produção são aplicados: com máquina extrusora ou com forma deslizante (também chamadas de moldadoras). Em ambos os casos, o concreto utilizado deve possuir uma relação  $a/c$  (água/cimento) muito baixa. No primeiro caso, o concreto sai do equipamento e é comprimido nas paredes do molde, que continua se movimentando. No segundo, o molde vai se movimentando, de modo a promover no concreto o perfil lateral e os alvéolos.

Deve-se lembrar que, no processo de lançamento do concreto na pista, as cordoalhas já devem estar corretamente posicionadas (de acordo com o projeto dos elementos em questão) e tensionadas, ou seja, o processo é o mesmo quando comparado a outros elementos com pré-tração, em pistas de protensão, de acordo com esquematização da Figura 3. 5.

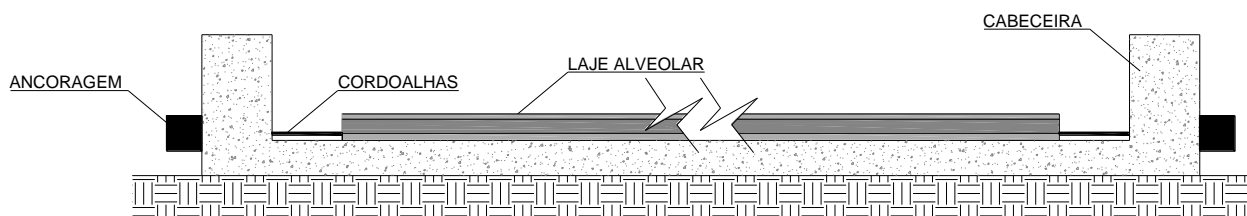


Figura 3. 5 – Elemento disposto na pista de protensão (sistema de pré-tração).

Durante o processo de produção e preparação da pista (aplicação de desmoldante, por exemplo), o posicionamento das cordoalhas não deve ser alterado, devido à vibração do equipamento de extrusão ou moldadeira. Por se tratar de um elemento de pequena espessura, pequenas alterações no posicionamento das cordoalhas podem provocar o aparecimento de tensões elevadas não previstas na seção da peça, prejudicando seu funcionamento. Além disso, as cordoalhas devem ter a superfície sem contato com produtos químicos, de modo que a aderência com o concreto fique prejudicada.

Após a distribuição do concreto em todo o comprimento da pista de protensão, dá-se início ao processo de cura do material. De acordo com Bardela *et al* (2005), a cura é definida como um processo de medidas que tem a função de evitar a evaporação prematura de água, que tem papel na pega e endurecimento do concreto. Assim, o objetivo é manter espaços preenchidos por água até os mesmos serem ocupados pelos produtos decorrentes da hidratação do cimento. Um processo de cura bem desenvolvido proporciona uma redução de porosidade do material, trazendo maior durabilidade para as peças, inclusive em regiões de alta agressividade ambiental. Podem ser definidos dois processos principais de cura (Bardella *et al*, 2005):

- *Cura ao ar*: neste processo não é realizado um controle da evaporação prematura de água das peças. O processo é composto por duas partes: tempo na forma para a evaporação da água e transporte da peça para os locais de estoque;
- *Cura térmica*: é aplicada para deixar o processo mais rápido, com a obtenção de uma resistência mínima para corte de cordoalhas, saque e içamento em um curto período de tempo. Este processo é bastante aplicado em empresas de pré-fabricados de concreto, uma vez que permite alta rotatividade de utilização das formas das peças, além de permitir mais rapidamente a aplicação da peça em seu destino final de utilização.

Assim como no processo de produção, esta fase exige muito controle dos procedimentos, a fim de que se evite o aparecimento de fissuras em locais indesejados dos elementos estruturais.

Com o concreto adquirindo a resistência  $f_{cj}$  especificada em projeto, passa-se para a fase de liberação da protensão na pista e corte dos elementos (transversalmente) de acordo com projeto de paginação da obra para qual estão sendo produzidas. Inicialmente, são realizados os cortes transversais nas lajes, promovendo então a conformação dos painéis com o comprimento desejado. Tal operação é feita por um equipamento especial, com um disco de corte, que também se movimenta pelos trilhos laterais da pista de protensão. A Figura 3. 6 indica o processo de corte transversal em uma pista. Posteriormente, cada elemento de laje alveolar já cortado deverá ser posicionado para aplicação do disco de corte agora em sua direção longitudinal, caso seja necessário devido ao projeto de paginação da estrutura. A Figura 3. 7 indica este processo.

Nestes processos descritos, vê-se uma importância muito grande no cumprimento do projeto de paginação enviado à fábrica (tal projeto será mostrado no item 3.2 deste trabalho), de modo a não promover cortes errados, gerando desperdício de materiais ou mesmo descumprindo algumas regras que existem neste processo. Os processos de paginação e alguns limitantes quanto a possíveis cortes que são gerados nas lajes alveolares serão alvos do item a seguir deste trabalho.

Ao se finalizar os processos de corte das peças, as mesmas devem ser retiradas da pista, para que novos elementos sejam produzidos. Depois da pista, os elementos estruturais podem ser dispostos diretamente sobre o caminhão ou outro meio de transporte, de modo a serem inseridos em uma área de estocagem específica da fábrica. Cada elemento é retirado da



pista através de um sistema de garras e balancins, conforme se verifica na Figura 3. 8 (Petrucci, 2009).



Figura 3. 6 – Corte transversal com disco na laje alveolar (FONTE: Petrucci, 2009).



Figura 3. 7 – Corte longitudinal com disco na laje alveolar (FONTE: Petrucci, 2009).



Figura 3. 8 – Processo de retirada das lajes da pista de protensão (FONTE: Petrucci, 2009).

Como se verifica na imagem anterior, os elementos de içamento são posicionados o mais próximo possível das extremidades da peça, de modo a se evitar o surgimento de esforços indesejáveis nos elementos protendidos.

No local de estoque, comumente as peças são dispostas umas sobre as outras, de modo a se poupar espaço. Entretanto, deve-se ter atenção nos limites máximos de empilhamento de peças (de acordo com a espessura das mesmas, segundo Petrucelli (2009)) e posicionamento dos calços de madeira, inseridos entre cada elemento de laje. Como se observa em Melo (2004), os calços são posicionados a trinta centímetros das extremidades das mesmas, de acordo com a Figura 3. 9.

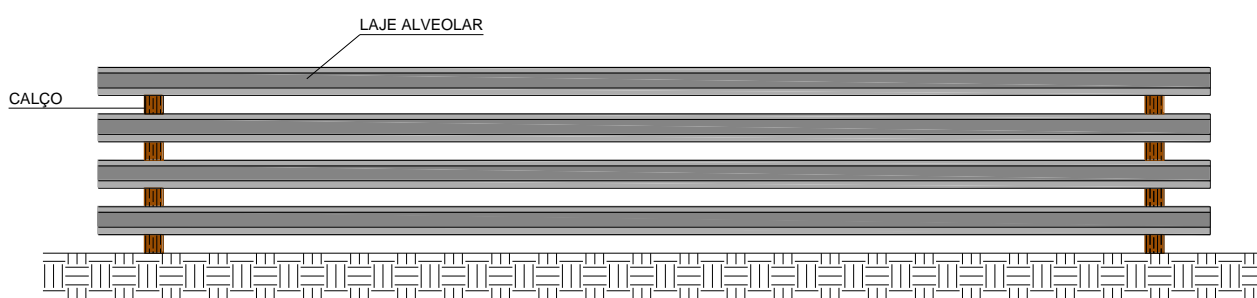


Figura 3. 9 – Estocagem de lajes alveolares (vista lateral da pilha).

Ao serem transportadas para a obra, as lajes nas carretas devem seguir os mesmos procedimentos comentados anteriormente para a estocagem. De acordo com Petrucelli (2009), já no canteiro as mesmas são retiradas do transporte por meio de guindastes e fitas, que laçam cada peça, individualmente, nas extremidades das mesmas. Posteriormente são inseridas em seu posicionamento final, de acordo com o projeto de paginação já realizado. Todo o processo descrito anteriormente pode ser visto pela sequência de imagens inseridas na Figura 3. 10.



[a]



[b]

Figura 3. 10 – (a) Retirada da carreta; (b) Inserção em seu posicionamento final no pavimento (FONTE: Petrucelli, 2009).



Após a inserção de todos os elementos no(s) pavimento(s) da estrutura, as juntas longitudinais das lajes (chaves de cisalhamento) devem ser preenchidas com *graute* ou algum tipo de concreto, assim como a região do apoio das lajes sobre as vigas. Como se observa em Elliot (2002), esse procedimento se faz necessário para permitir que o pavimento exerça a função de diafragma rígido na estrutura, caso o calculista tenha considerado tal efeito no dimensionamento e análise da mesma (tais questões serão dispostas em itens seguintes).

Segundo Petrucelli (2009), é disposta ainda sobre o pavimento uma capa de concreto, de espessura geralmente igual a cinco centímetros. Esta capa tem uma função estrutural, pois compõe a seção pré-fabricada da laje, de modo que quando atuam no pavimento carregamentos de revestimento e sobrecarga acidental, tem-se uma seção composta (altura de laje + altura de capa). De acordo com Carvalho *et al* (2009), deve-se garantir a situação de solidarização criando na peça, em sua face superior, uma rugosidade adequada. Além disso, durante a execução da capa na obra, deve-se limpar a superfície superior do painel, para que seja criada uma ligação capaz de absorver os esforços de cisalhamento que permitam o funcionamento como seção composta, sem a necessidade de utilização de uma armadura exposta sobre a face superior das lajes. A Figura 3. 11 indica a situação final do elemento de laje alveolar.

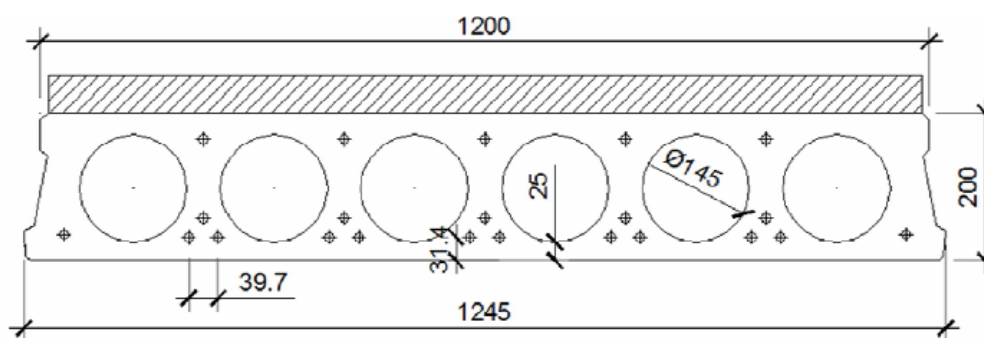


Figura 3. 11 – Exemplo de seção composta de uma laje alveolar (FONTE: Carvalho *et al* , 2009).

Assim como a capa tem a função de promover a laje funcionando como seção composta, a execução desse elemento sobre o pavimento pode trazer a mesma função para as vigas de apoio das lajes, uma vez que as mesmas também podem ter sua altura complementada, promovendo o seu funcionamento como seção composta, de acordo com a Figura 3. 12.

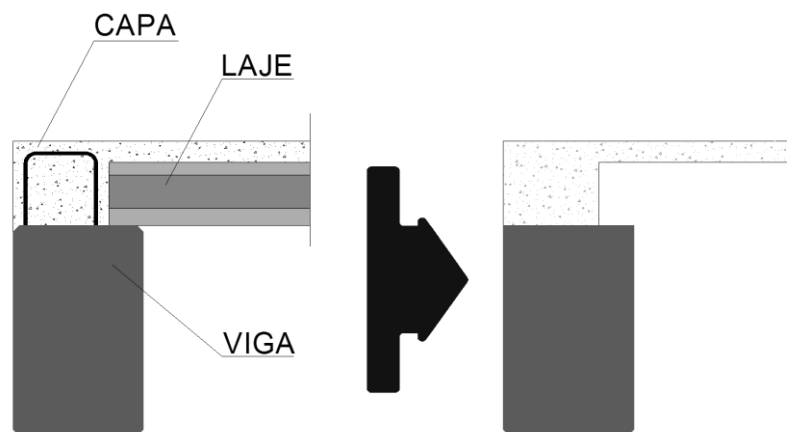


Figura 3. 12 – Seção composta da viga de apoio após a cura da capa estrutural.

Como se observa em Elliot (2002), é comum em edifícios da Europa a utilização de laje alveolar sem a inserção da capa estrutural, mas somente com o preenchimento das juntas transversais nos apoios e as juntas longitudinais entre os elementos de laje. Neste caso, as placas alveolares devem ser dimensionadas para sempre funcionarem somente com a seção pré-fabricada (não mais composta com a capa estrutural, como indicado anteriormente). A Figura 3. 13 indica um trecho do pavimento de uma estrutura com as características comentadas anteriormente, onde se observa o preenchimento apenas nas juntas entre os elementos.

Pode-se verificar em inúmeros documentos referentes a pré-dimensionamento de lajes alveolares de empresas brasileiras que a largura mais comum para tais elementos é de 1,245 m. Entretanto, verifica-se em Elliot (1992) que a largura de 1,20 m é bastante utilizada e aplicada por empresas da Europa.



Figura 3. 13 – Execução de pavimento com laje alveolar sem utilização de capa estrutural (FONTE: Elliot, 2002).

Essa informação é bastante importante quando se procede ao projeto do pavimento, uma vez que a modulação e recortes dos elementos no piso dependem diretamente dessa informação. Tais características e informações serão indicadas e mostradas no item a seguir.

### **3.2 Projeto do pavimento**

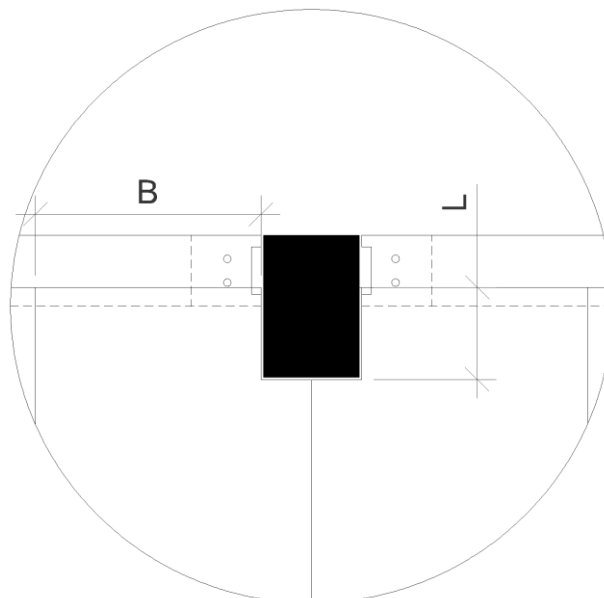
Muitos dos processos antecedem as atividades que foram descritas no item anterior. A principal delas refere-se ao projeto exclusivo do pavimento, onde cada elemento de laje é detalhado como qualquer outro elemento estrutural da obra em questão (vigas, pilares, consolos etc.). Sabe-se que, em grande parte de projetos em elementos pré-fabricados, procura-se manter certa repetição entre os elementos ou mesmo trabalhar com o conceito de modulação. Desta maneira, a forma como é feita a concepção da estrutura impacta diretamente no projeto da laje como pavimento.

Por razão de limitação de arquitetura ou mesmo tamanho de terrenos, sabe-se que conceber uma estrutura para que a mesma contemple corretamente uma modulação de acordo com a laje a ser utilizada é uma tarefa difícil. Sendo assim, ao se realizar o projeto do pavimento (comumente conhecido como “*projeto de paginação das lajes*”), percebe-se que os elementos devem receber recortes em diversas localidades, de modo a se adaptar aos outros elementos estruturais.

Como se observa em Petrucelli (2009) e Melo (2004), tais recortes não podem ser realizados aleatoriamente nos painéis alveolares. Os mesmos devem ser previstos em locais que não prejudiquem a funcionalidade estrutural dos elementos de laje. Assim, o processo de paginação pode ser tornar árduo, uma vez que a solução final deve estar de acordo com a arquitetura da obra e nenhuma indicação de recorte deve estar em desacordo com os preceitos tomados como base.

Como se observa em Petrucelli (2009), o recorte mais comum que um painel de laje alveolar pode estar submetido é aquele realizado junto ao pilar, na extremidade das peças, com a função de desviar a placa (na região do seu apoio) do mesmo, conforme Figura 3. 14. Esse recorte não deve ser feito de modo que o elemento fique em contato com o pilar, ou seja, é deixado pelo menos 1,0 cm (um centímetro) de folga entre os mesmos. Ainda de acordo com a Figura 3. 14, não há um limite máximo de comprimento desse recorte (valor de  $L$ ) (possibilidade de adaptação a variadas seções de pilares), desde que a laje esteja apoiada ao seu redor com um valor mínimo de  $2/3$  (dois terços) (valor de  $B$ ) de sua largura. Se tal valor

for menor que  $2/3$ , por ter o pilar uma grande largura, deve-se prever um apoio para a laje na lateral do elemento vertical.



**Figura 3. 14 – Recorte da laje junto o pilar (vista em planta).**

Ainda com relação a recortes realizados para desvio do pilar, existem aqueles feitos na lateral das peças, que podem chegar a interromper a continuidade de cordoalhas no sentido do comprimento das peças. De acordo com Petrucelli (2009), se esse corte (de acordo com a Figura 3. 15) ultrapassar o tamanho de um alvéolo, reforços devem ser previstos no elemento recortado.

Como há uma intervenção bastante grande no caso de recortes como mostrado na figura anterior, o processo de reforço dos elementos em questão pode ser feito ainda na pista de protensão, com o concreto ainda fresco, de modo a facilitar o processo de retirada do concreto na região onde há a necessidade de inserção de reforços com barras de aço.

A Figura 3. 16 indica a realização desse processo. Observa-se o concreto fresco já retirado ao redor do recorte e as barras de aço do reforço inseridas.

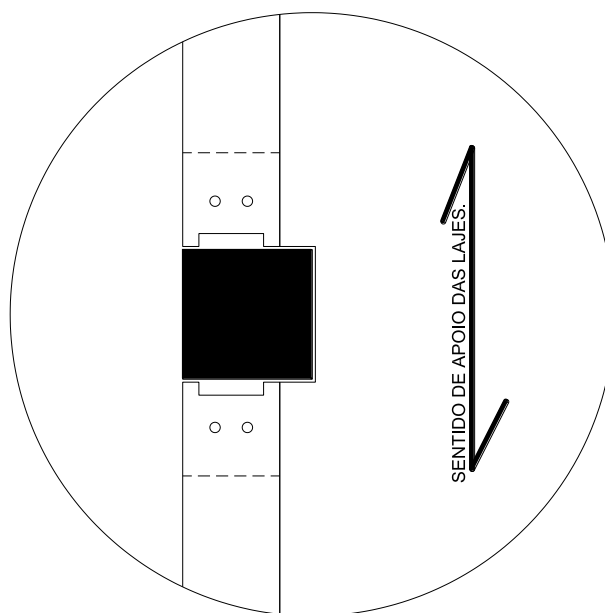


Figura 3. 15 – Recorte realizado na lateral da laje junto ao pilar (vista em planta).



Figura 3. 16 – Reforço realizado ao redor de um recorte (FONTE: Petrucelli, 2009).

Outro recorte bastante comum em painéis alveolares é aquele realizado longitudinalmente nas placas, ao longo de todo seu comprimento, de acordo com Petrucelli (2009). O mesmo é realizado para a realização de adaptações com a modulação da obra. Dependendo da complexidade da arquitetura do pavimento, estes podem ocorrer com maior ou menor frequência. Os mesmos não exigem qualquer tipo de reforço no elemento de laje, porém devem seguir algumas regras, de acordo com Melo (2004) e Petrucelli (2009).

- Fazer o corte sempre na região do alvéolo;

- Atentar para não gerar uma seção cortada não-simétrica em relação às cordoalhas empregadas na seção;
- Não dispor lado a lado duas lajes que foram cortadas longitudinalmente.

Pode-se perceber então que o processo de paginação de lajes em um pavimento depende diretamente de muitas variáveis. Inicialmente é difícil realizar uma previsão sobre quantidade de painéis a serem recortados. Muitas vezes o pavimento deve ser repaginado devido a não contemplação, por exemplo, de uma das regras dos recortes longitudinais.

Como verificado anteriormente, muitas são as influências a serem consideradas nesse processo. Entretanto, algumas das situações podem ser padronizadas e, neste caso, algumas rotinas de esquematização automática em pavimentos mais simples poderiam ser implementadas. Considerando essa situação, pode-se comentar sobre a ferramenta desenvolvida por Ferlic (2008) em parceria com Raymundo (2008). A ferramenta, desenvolvida em linguagem de programação *Lisp (List Processing)*, dentro do ambiente do programa gráfico *AutoCAD*, permite a esquematização automática do pavimento de uma estrutura composta por elementos pré-fabricados, juntamente com a distribuição dos painéis alveolares em tal pavimento, de acordo com algumas das premissas já descritas anteriormente e Melo (2007). Como se observa no relatório desenvolvido por Ferlic (2008), a versão inicial do programa considera quatro diferentes situações de paginação em um pavimento retangular:

- *Pavimento com intereixos de medidas múltiplas da largura das lajes alveolares*: esta é uma situação ideal, na qual não é necessária a distribuição diferenciada de lajes, sem qualquer recorte. A Figura 3. 17 indica a planta de formas gerada pelo programa *FormasPre* (em vermelho são mostrados os consolos gerados automaticamente, juntamente com as vigas).
- *Pavimento com intereixos de medidas não múltiplas da largura das lajes alveolares (1)*: este caso é limitado ao espaçamento restante após a modulação da laje. Se o mesmo for até 20 cm, é realizada uma concretagem no local dessa faixa;
- *Pavimento com intereixos de medidas não múltiplas da largura das lajes alveolares (2)*: este caso é limitado a situação de sobre de uma faixa que está entre 20 a 40 cm no pavimento. Neste caso, haverá mais do que uma faixa de concretagem, que serão espaçadas;

- *Pavimento com intereixos de medidas não múltiplas da largura das lajes alveolares(3)*: este caso será limitado a situação de sobra de uma faixa maior que 40 cm no pavimento. Neste caso, não existirão faixas feitas *in loco*, mas recortes longitudinais em determinados painéis alveolares, de acordo com a Figura 3. 18.

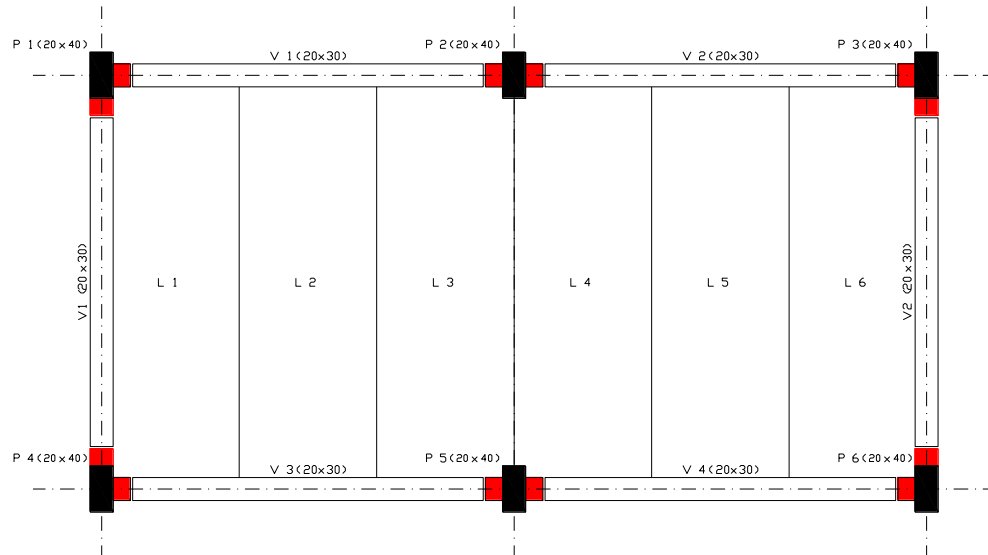


Figura 3. 17 – Situação de distribuição desigual de lajes (sem recortes longitudinais).

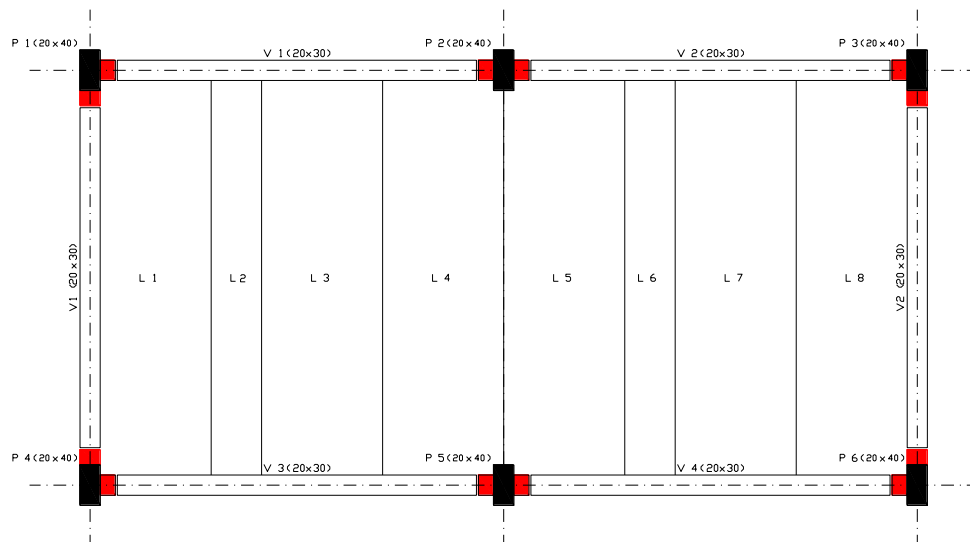


Figura 3. 18 – Situação de inserção de painéis com cortes longitudinais.

### 3.3 Modelos de análise – Esforços solicitantes e deslocamentos

Considerando a análise de um pavimento (e seus componentes), há duas considerações a serem feitas para o mesmo:

- *Pavimento como placa*: os elementos estruturais estão sujeitos a ações verticais;
- *Pavimento como chapa*: o mesmo sujeito a uma ação paralela ao seu plano, que se refere à análise do diafragma propriamente dita, vista no item a seguir deste trabalho.

Na análise do pavimento e seus componentes como placa, podem ser definidos alguns modelos estruturais para definição e posterior análise dos elementos de laje alveolar que compõem o pavimento. Estas análises podem considerar cada elemento alveolar trabalhando individualmente ou o conjunto todo do pavimento. Dentre as soluções comentadas anteriormente, pode-se especificar algumas delas, de acordo com Carvalho (2010) e a Figura 3. 19a:

- Elemento alveolar isolado e simplesmente apoiado nas vigas (que são consideradas indeslocáveis na direção vertical). Observa-se tal situação na Figura 3. 19b;
- Faixa de elementos isolados, considerados contínuos sobre o apoio por meio de inserção de armação na capa estrutural ou preenchimento de concreto nos alvéolos. Tais apoios ainda podem ser considerados indeslocáveis na direção vertical. Observa-se tal situação na Figura 3. 19b;
- Análise de todo o pavimento como grelha, em que barras em uma direção representam as vigas de apoio (agora deslocáveis verticalmente) e barras em outra direção representando os elementos de laje alveolar. Tal situação na Figura 3. 19c;
- A mesma situação anterior pode ser considerada, incluindo agora barras que representam a capa estrutural sobre o pavimento. Verifica-se na Figura 3. 19d.

A seguir será comentado sobre as análises que consideram a individualidade dos elementos. Quando se está analisando as lajes que compõem um pavimento com apenas um “tramo”, é mais comum a consideração de cada uma dessas lajes bi-apoiadas, sendo que apoios são as vigas de borda da edificação. Desta maneira, não é considerada uma continuidade do elemento de placa com as vigas de apoio. A Figura 3. 20 indica tal situação, e a Figura 3. 21 os esquemas estruturais considerados. Ainda dentro desta situação, a determinação dos esforços e análise dos elementos deve ser feita em duas diferentes etapas. A primeira delas, considerando o modelo bi-apoiado, com as ações atuantes somente advindas antes de o elemento receber a capa estrutural.



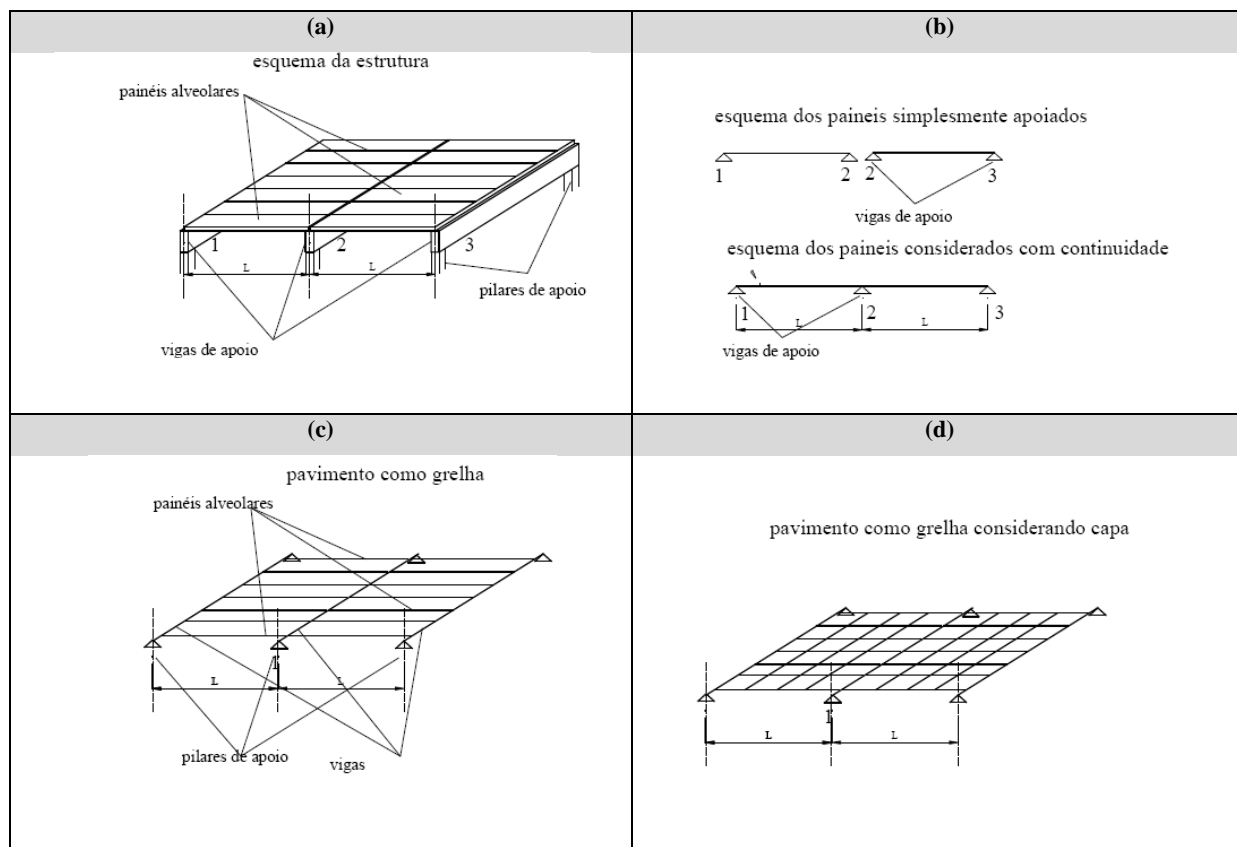


Figura 3. 19 – Modelos empregados para análise de pavimentos (FONTE: Carvalho, 2010).

Tais ações, que devem ser resistidas somente pelo elemento pré-fabricado, são:

- Peso próprio da laje [1];
- Peso da capa estrutural não curada [2];
- Ação advinda do processo de montagem [3].

Após a cura da capa estrutural, as ações a serem consideradas devem ser as descritas nos itens a seguir, considerando agora a seção resistente composta e ainda com o modelo bi-apoiado:

- Peso do revestimento do pavimento [4];
- Sobrecarga permanente [5];
- Sobrecarga acidental [6].

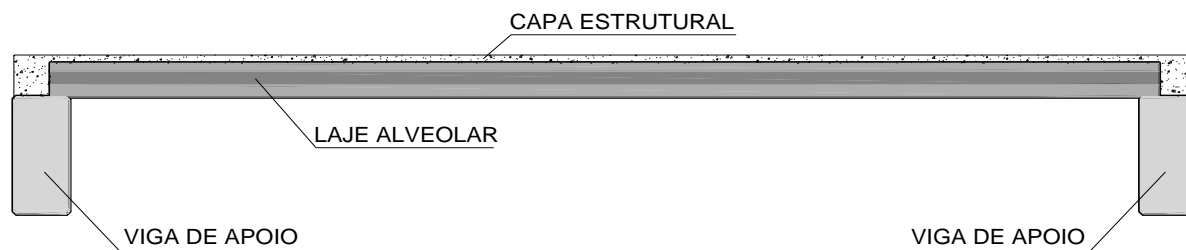


Figura 3. 20 – Vista lateral de um elemento alveolar no pavimento.

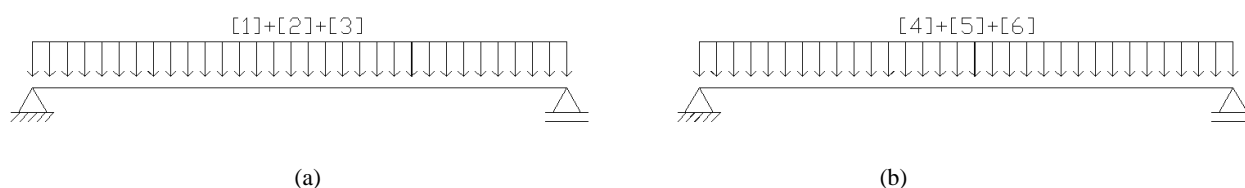


Figura 3. 21 – Indicação das ações em cada elemento de laje alveolar: (a) Esquema estrutural para seção pré-fabricada; (b) Esquema estrutural para seção composta.

Ainda dentre os modelos de análise plana e individual dos elementos de laje, quando se tem um pavimento com dois ou mais tramos de laje, pode-se considerar, após a cura da capa estrutural, uma continuidade entre os tramos. Desta maneira, antes da capa sofrer a cura, ambos os elementos de cada tramo trabalham individualmente. Entretanto, dentro da capa é possível prever armaduras de continuidade entre as lajes (que podem ser barras de aço ou mesmo as telas já existentes), que devem resistir o momento negativo nesse apoio central advindo das ações [4], [5] e [6] indicadas anteriormente. Entretanto, para isso, além de ser prevista uma armadura sobre as lajes na região do apoio central, pode haver necessidade de preenchimento dos alvéolos nessa região, de modo que seja obtida uma seção mais homogênea para compressão na parte inferior da laje. O comprimento da armadura sobre a laje, assim como o preenchimento dos alvéolos vai depender do formato do diagrama de momento fletor e, conseqüentemente, sua decalagem. A Figura 3. 22 indica um detalhe da região central (comum entre os dois tramos), onde são observadas as armaduras de continuidade entre laje e os alvéolos preenchidos.

A Figura 3. 23 indica os esquemas estruturais das lajes quando se tem, por exemplo, dois tramos em um pavimento e se considera a continuidade entre os mesmos.

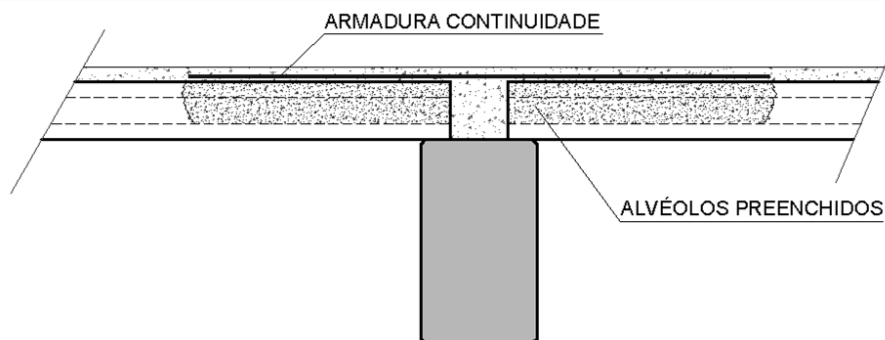


Figura 3.22 – Detalhe da armadura de continuidade entre dois tramos de lajes alveolares (vista lateral).

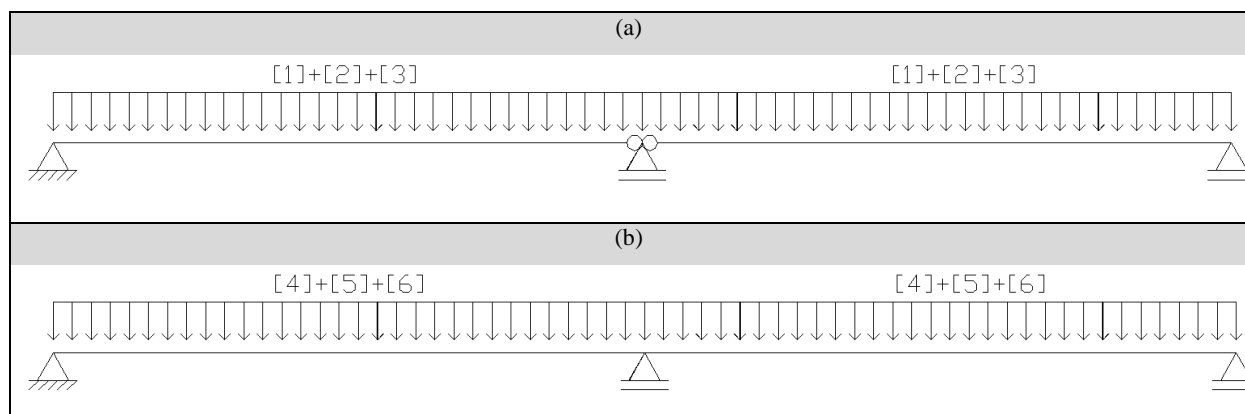


Figura 3.23 – Esquema estrutural e carregamentos: (a) Situação antes da solidarização da capa; (b) Situação após a solidarização da capa.

Em ambas as análises planas descritas anteriormente, o carregamento distribuído por área no pavimento é transformado em um carregamento linear sobre o elemento de laje alveolar. Posteriormente, o dimensionamento da armadura de protensão para estado limite último (E.L.U.) e as verificações de tensões em serviço são feitas como se o elemento em questão fosse linear (como uma viga). Como se trata de um elemento protendido, ao se analisar o trabalho de Inforsato (2009), verifica-se que o dimensionamento das cordoalhas poderá também ser iniciado considerando inicialmente as análises de serviço da seção. Em seguida, procede-se somente a verificação da armadura existente para o *E.L.U.* No caso de vigas, se no *E.L.U.* a peça necessitar de mais área de aço, poderá ser inserido na seção barras CA50, por exemplo, juntamente com as cordoalhas. Entretanto, as lajes têm processos de produção bastante específicos (como verificado anteriormente), e por isso não é usual o emprego simultâneo de vergalhões e cordoalhas. Além disso, o local disponível para acomodação das cordoalhas (como visto em item anterior) é bastante reduzido.

Dados os esforços nas seções (simples e composta) de uma determinada laje, Petrucelli (2009) determina um roteiro para dimensionamento da seção de laje alveolar, que é disposto a seguir:

- 1) Determinação das características geométricas da seção a ser considerada (lembrando que se deve obter os dados geométricos da seção pré-fabricada e da seção composta);
- 2) Determinar a armadura de protensão no *E.L.U.* para o tempo infinito (seção composta). Como se trata ainda de um pré-dimensionamento da seção, as perdas de protensão diferidas no tempo devem ser estimadas;
- 3) Verificar do *E.L.U.* em tempo zero (situação após a liberação da protensão somente com a seção pré-fabricada), somente com a ação de peso próprio. Neste item, devem-se considerar os estados de compressão excessiva na fibra inferior e descompressão (situação de tração excessiva na fibra superior);
- 4) Caso haja tração na fibra superior, procede-se a inserção de cordoalhas na mesma, até que os limites sejam atendidos. Caso o problema não seja resolvido, deve-se trocar a seção escolhida;
- 5) Determinação exata das perdas de protensão imediatas e diferidas no tempo;
- 6) Promover novamente o dimensionamento da armadura de protensão, como no item 2, agora com os corretos valores de perdas;
- 7) Verificar novamente a seção em vazio (tempo zero) com o correto valor de perda inicial;
- 8) Verificação do estado limite de serviço (*E.L.S.*) no tempo infinito (seção composta). Os limites de tensão, em ambas as fibras, são dados pela NBR6118:2004;
- 9) Verificação das deformações, para cada situação de seção e carregamento da peça;
- 10) Verificação de cisalhamento para a laje com seção simples (laje) e composta (laje + capa estrutural);
- 11) Detalhamento da seção transversal da peça.

Ao se definir os modelos estruturais comentados anteriormente, alguns cuidados devem ser tomados quando se tem a análise de pavimentos com dois ou mais tramos e módulos de lajes. Tais cuidados se referem à disposição dos carregamentos nos modelos estruturais de acordo com possibilidades de ocupação de sobrecarga acidental ao longo de

todo o plano do pavimento. Deve-se lembrar que quando se considera a atuação de sobrecarga acidental o pavimento já possui a capa estrutural.

O efeito da *alternância de carregamento* no pavimento tem influência quando se considera, para o dimensionamento dos painéis alveolares, a continuidade existente entre painéis consecutivos, com inserção de armadura negativa na capa estrutural. Tal efeito, se não considerado, pode fazer com que não sejam previstos na análise: o correto dimensionamento dos elementos, armaduras de continuidade ou os máximos valores de momento fletor (positivo e negativo, respectivamente). Como não se pode prever o modo de ocupação da estrutura ao longo dos anos, esta análise deve contemplar todas as possibilidades de carregamento ao longo do modelo estrutural escolhido. Tal processo vai ficando cada vez mais complexo e com maior número de possibilidades quando se têm inúmeros tramos e módulos de lajes. A Figura 3. 24 indica apenas uma de inúmeras possibilidades de carregamento em todo o plano da laje. Na Figura 3. 25 está disposto o modelo estrutural plano escolhido (que representa apenas um tramo da estrutura), com as diversas possibilidades de aplicação do carregamento sobre os painéis alveolares após a cura da capa estrutural.

De acordo com a NBR6118:2004, em edificações de múltiplos pavimentos (em concreto armado, moldado no local), se a carga vertical variável (sobrecarga acidental) for inferior a 20% de toda a carga no pavimento, a análise dos elementos de piso pode ser feita sem a consideração da alternância de cargas entre os diversos trechos possíveis entre vigas no referido pavimento. Em edificações pré-fabricadas, a alternância deve ser avaliada quando se tem continuidade entre as lajes sobre os apoios.

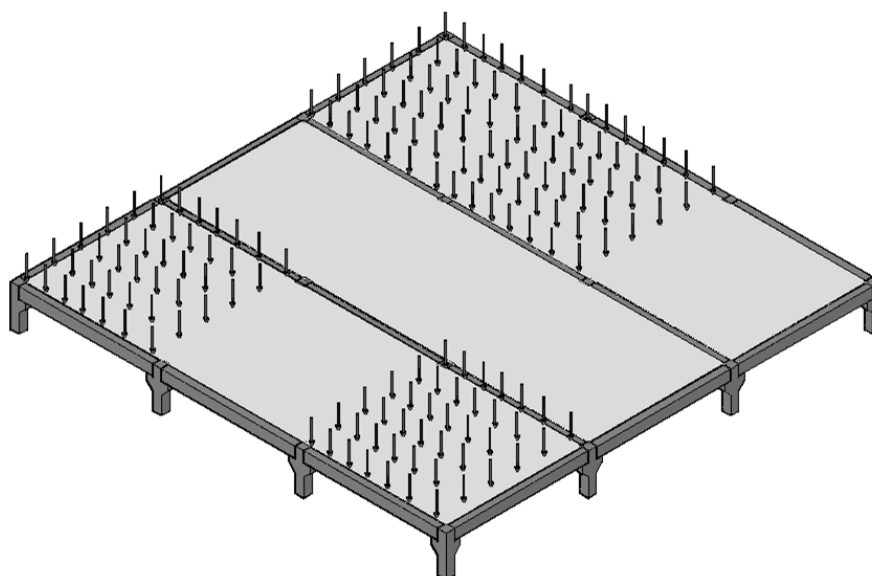


Figura 3. 24 – Possibilidade de atuação de sobrecarga acidental em um pavimento.

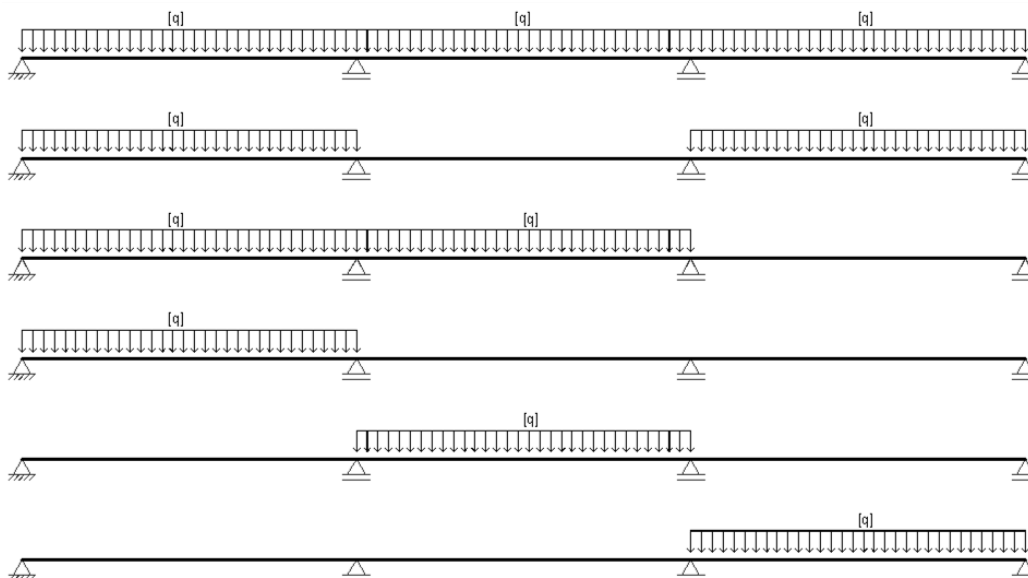


Figura 3.25 – Possibilidades de carregamentos nas lajes: envoltória para determinação dos máximos esforços.

### 3.3.1 Ábacos de pré-dimensionamento

De acordo com Carvalho *et al* (2009), pode-se perceber que quando se define um único modelo de cálculo e determinação de esforços para um elemento de laje alveolar, é possível montar um procedimento padrão de modo a realizar, pelo menos, um pré-dimensionamento de um painel a ser analisado e calculado posteriormente. Esse procedimento pode ser feito através da construção de ábacos ou tabelas de dupla entrada. Nestas tabelas, é possível identificar para um determinado vão e carregamento distribuído, qual a seção do painel a ser utilizado (no caso, sua altura) e a quantidade de cordoalhas a serem inseridas.

Mesmo que seja para um pré-dimensionamento, todas as condições de cisalhamento, flexão no *E.L.U.* e verificações em *E.L.S.* devem estar implicitamente consideradas. Geralmente, para cada seção de laje alveolar produzida por uma empresa, por exemplo, são montadas inúmeras tabelas, diferenciadas entre si pela classe. Esta classe representa a quantidade de cordoalhas inseridas na laje em questão. Sendo assim, para uma laje de altura 15 cm e com 5 cordoalhas de  $\varnothing 12,7$  na parte inferior, são definidas inúmeras combinações de ações com vão dessa determinada laje. Algumas tabelas podem considerar ainda, dentro de cada classe, algumas variações no modelo estrutural escolhido para o elemento em específico (considerar ou não, por exemplo, a interação com painéis adjacentes após a cura da capa estrutural).

Assim, de acordo com Carvalho *et al* (2009), pode-se dizer que as imprecisões que podem ser encontradas em ábacos e tabelas de pré-dimensionamento ocorrem devido à dois fatores:

- 1) As perdas de protensão (iniciais e diferidas) são estimadas, e consideradas as mesmas para todas as seções de lajes em todos os vão contemplados;
- 2) A composição dos ábacos fica difícil ao tentar se considerar o coeficiente  $\psi_2$  somente na ação accidental  $q$ . Acaba-se inserindo o fator de minoração nas análises em serviço juntamente com outra ação que entra após a cura da capa (soma de  $g_3 + q$ ), o que não fica correto, uma vez que  $g_3$  se trata de uma ação de caráter permanente (por exemplo, revestimento) e não accidental.

Na Figura 3. 26 pode-se observar um trecho de uma tabela de pré-dimensionamento retirada de Melo (2004). Esta tabela em específico indica o pré-dimensionamento de uma das classes de uma laje de altura 26,5 cm, com o esquema estrutural considerando somente a laje bi-apoiada. A classe em questão é definida pela quantidade de cordoalhas existentes na seção:

*Protensão inferior:* 10 CP190 RB ( $\varnothing 12,7$ ), com  $f_p=14,5$  tf

*Protensão superior:* 2 CP190RB ( $\varnothing 3 \times 3,5$ ), com  $f_p=3,0$  tf

ZAMARION CONSULTORES S/C LTDA.								
TABELA TÉCNICA DE LIMITES								
LAJES ALVEOLARES TIPO LAM26,5-TEcc								
Protensão superior: 2 CP190RB diâmetro: 3x3,5mm Pi:3tf								
Protensão inferior: 10 CP190RB diâmetro: 12,7mm Pi:14,5tf								
h: 26,5cm			capa: 5cm					
<b>Propriedades:</b>			<b>Carregamentos:</b>			<b>Coef. Majoração:</b>		
fcj:	35 MPa	Ecj:	25 GPa	peso próprio:	$g_1 = 340 \text{ kgf/m}^2$	$\gamma_{f,g1}:$	1,3	
fck:	50 MPa	Eck:	32 GPa	capa:	$g_2 = 125 \text{ kgf/m}^2$	$\gamma_{f,g2}:$	1,3	
fck <sub>capa</sub> :	25 MPa	MRd:	38267 kgfm/pç	permanente eventual:	$g_3$	$\gamma_{f,g3+q}:$	1,4	
		VRd:	12972 kgf/pç	accidental:	$q$			
Vão (m)	Cargas-Limite (valores característicos)				Momento $M_{d,max}$ (kgfm/pç)	Deformações		
	$(g_3+q)$ flexão- limite= $M_{Rd}$ (kgf/m <sup>2</sup> )	$(g_3+q)$ fissuração- limite= $f_{ct,fs}$ (kgf/m <sup>2</sup> )	$(g_3+q)$ deformação- limite=L/300 (kgf/m <sup>2</sup> )	$(g_3+q)$ cortante- limite= $V_{Rd}$ (kgf/m <sup>2</sup> )		$(g_3+q)$ máximo (kgf/m <sup>2</sup> )	inicial (cm) limite=L/150	final (cm) limite=L/300
5,00	6857	5972	27475	2623	2623	16041	-1,01	-1,12
5,25	6179	5371	24148	2476	2476	16834	-1,10	-1,21
5,50	5592	4850	21334	2343	2343	17626	-1,20	-1,29

Figura 3. 26 – Trecho de uma tabela de pré-dimensionamento (FONTE: Melo, 2004).

## 4. *Pavimento de lajes alveolares funcionando como diafragma rígido*

### 4.1 *Introdução*

De acordo com Elliot (2002), a estabilidade global de construções pré-moldadas de concreto é obtida basicamente de duas formas. A primeira ocorre quando as ações horizontais provenientes do vento são transmitidas, através das estruturas de piso, para as paredes de contraventamento ou para estruturas resistentes a momento fletor, como pórticos, por exemplo. Qualquer tipo de estrutura de piso pode ser projetado e construído para funcionar dessa forma, mas alguns problemas surgem quando são empregadas estruturas compostas por elementos pré-moldados individuais, como as lajes alveolares ou as do tipo *duplo T*. O principal problema está relacionado com a ligação dos elementos pré-moldados, pois se a estrutura corresponder a um elemento sólido, as ações horizontais são diretamente transmitidas através da área do piso. A segunda forma ocorre quando as ações horizontais distribuídas em cada pavimento são transmitidas para a fundação através dos pilares ou dos elementos de contraventamento. Nas situações em que a distância entre os elementos de contraventamento é grande, na faixa entre 6 e 10 m, o piso tem que ser projetado como uma chapa e pode ser chamado de diafragma. Entretanto, deve resistir a forças de cisalhamento e a momentos fletores que aparecem no pavimento uma vez que o mesmo foi considerado rígido, ou seja, não há descontinuidade entre os elementos pré-moldados que compõem o mesmo.

O efeito diafragma pode ser obtido a partir da união dos painéis alveolares, com o emprego de concreto moldado no local nas juntas existentes em todo o pavimento, como indicado na Figura 4. 1. Além disso, a ação do diafragma também pode ser concebida com o emprego de uma capa de concreto armado inserida por toda a área do piso, que foi provavelmente considerada para o dimensionamento dos painéis devido às ações verticais, como indicado na Figura 4. 3. Para que funcione como diafragma, um pavimento pré-fabricado deve estar inserido, segundo Elliot (2002), em um local no qual a distância entre apoios da laje (pórticos ou paredes de cisalhamento) fique na faixa de 6,0 a 10,0 metros. Tal



pavimento deve ainda resistir aos esforços de momento fletor e cisalhamento, advindos do esquema estrutural sugerido para que o mesmo desempenhe a correta função no pavimento.

Tem-se, entretanto, que o comportamento do pavimento depende da geometria do piso. De acordo com Elliot (2002), o pavimento pode ser representado como um todo por uma viga *Vierendeel* ou mais usualmente como uma viga com grande altura (viga parede), que possui um arco de compressão. Considerando o pavimento com uma viga, observa-se em Jeremias Jr. (2007) que os elementos de contraventamento (já descritos no item 2.1 deste trabalho) funcionam como apoio desse grande elemento, conforme se verifica na Figura 4. 2 e depois no esquema estrutura indicado na Figura 4. 4, com os respectivos esforços advindos de tal esquema.



Figura 4. 1 – Pavimento com laje alveolar sem capa estrutural (FONTE: Elliot, 2002).

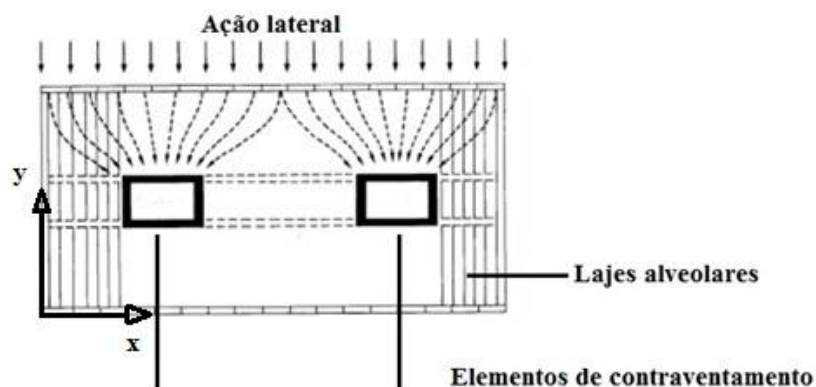


Figura 4. 2 – Princípio de funcionamento do efeito diafragma (BASEADO EM: Jeremias Jr., 2007).

O formato dos diagramas de momento fletor e força cortante no pavimento (no plano horizontal) dependem diretamente da rigidez e posicionamento dos elementos de

contraventamento (pórticos) da estrutura, que influenciam nas reações de apoio devido à ação lateral de vento nos pórticos da estrutura. Os métodos de cálculo das reações já foram discutidos e definidos no item 2.3 deste trabalho. Deve-se lembrar que, para tais determinações, pode-se ou não considerar o pavimento isolado da estrutura, ou seja, sem a influência da torção dos pavimentos superiores nos inferiores.

Caso se opte por considerar cada pavimento isolado, os diagramas de esforços podem ser obtidos diretamente pelo *FTool* (Martha, 2008) quando se tem estruturas hiperestáticas (mais que dois elementos de contraventamento) e os apoios são considerados como molas. Se a opção for considerar a influência entre pavimentos, tal processo não pode ser feito diretamente, ou seja, após o cálculo das ações em cada pavimento (de acordo com o item 2.3), os diagramas devem ser feitos de acordo com os preceitos da *Teoria das Estruturas*.



Figura 4.3 – Pavimento pronto para receber a capa estrutural (FONTE: Petrucelli, 2009).

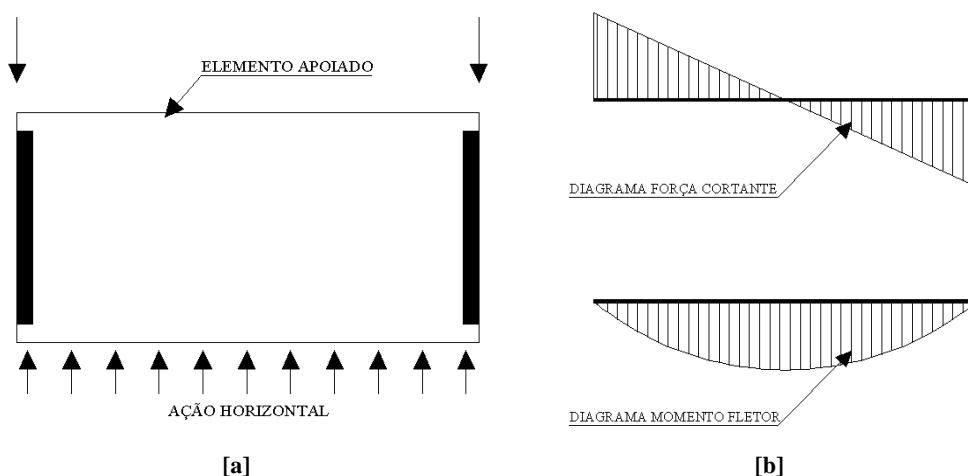


Figura 4.4 – (a) Esquema estrutural do pavimento como diafragma; (b) Diagrama de força cortante e momento fletor (BASEADO EM: Elliot, 2002).

Como se observa no trabalho desenvolvido por Fleischman *et al* (2005), o ponto mais importante do pavimento, quanto ao mesmo funcionar como diafragma rígido, está nos pontos entre os elementos pré-fabricados de laje (painéis alveolares). A Figura 4. 5 representa um pavimento modelado em elementos finitos. Nele pode-se verificar, após a aplicação de um carregamento horizontal (*Transverse inertial load*), a movimentação relativa entre os painéis de laje alveolar (*precast units*) e, conseqüentemente, a falha do funcionamento do diafragma no nível estudado. Quando se tem a possibilidade de realizar tal estudo com a utilização de uma ferramenta computacional bastante desenvolvida, a discretização correta da junção entre os painéis alveolares pode ser feita. No detalhe da Figura 4. 5 observa-se a modelagem da ligação entre os elementos, representadas por molas (esquematiza a região de concreto presente entre as bordas de dois elementos posicionados lado a lado, na chave de cisalhamento). As características das molas utilizadas podem ser obtidas através de ensaios ou modelagens específicas, já considerando a presença de alguns detalhes construtivos no pavimento em questão.

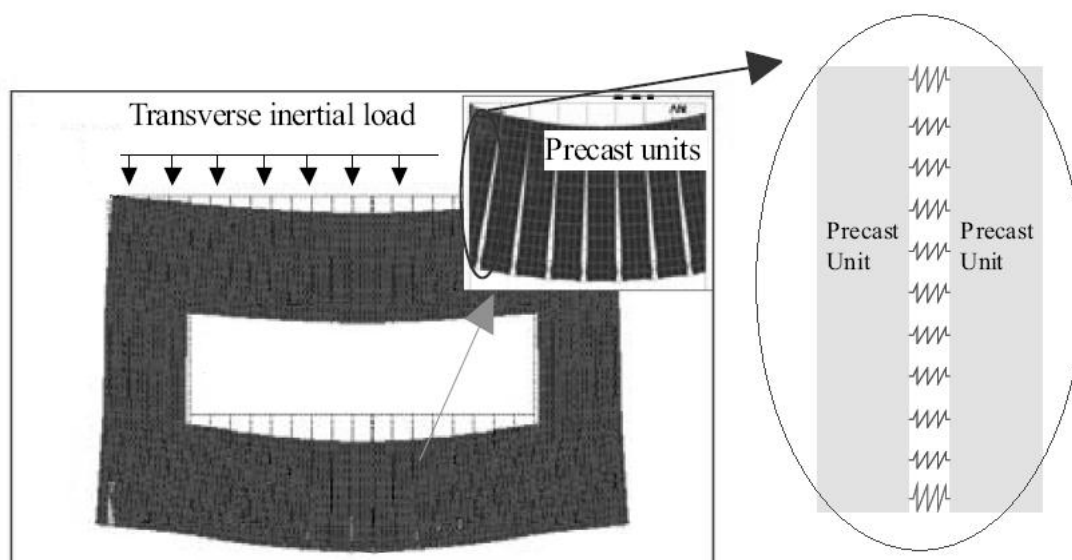


Figura 4. 5 – Modelo plano de um pavimento em elementos finitos (FONTE: Fleischman *et al.*, 2005).

Considerando o trabalho desenvolvido por Fleischman *et al* (2005), pode-se comentar sobre um conceito existente em pavimentos compostos por lajes alveolares. Tal conceito é aplicado de acordo com o BUILDING SEISMIC SAFETY COUNCIL (2003). Para conceituação do pavimento em diafragma rígido ou flexível, a deflexão total do pavimento (no plano da ação lateral, de acordo com a Figura 4. 6) deve ser comparada com a deflexão

existente entre cada elemento individual de laje alveolar, na direção perpendicular a ação lateral considerada.

A característica mais importante presente no pavimento que permite o funcionamento do mesmo como diafragma rígido é o tipo de perfil horizontal das bordas dos elementos de laje alveolar, como se observa na Figura 4. 7 (ELLIOT, 2002). No momento de fabricação dos painéis de laje, a máquina automaticamente deixa o perfil lateral na forma desejada e com a rugosidade requerida, devido ao tipo de concreto utilizado na fabricação da mesma.

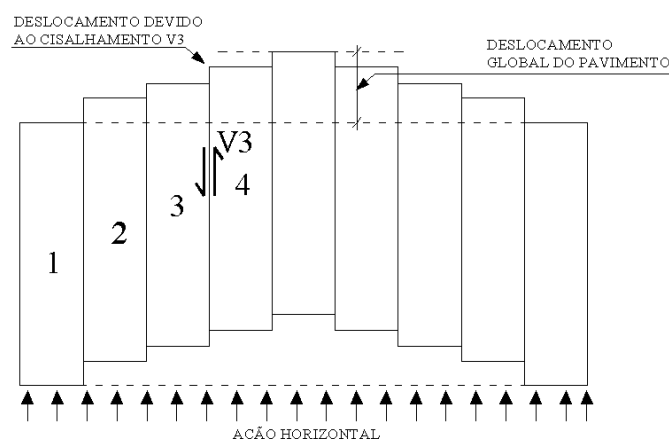


Figura 4. 6 – Deflexão total do pavimento (BASEADO EM: Elliot, 2002).



Figura 4. 7 – Perfil horizontal da borda da laje alveolar (FONTE: OLMET Concrete Machinery, 2011).

## 4.2 Distribuição de esforços no pavimento

Como verificado anteriormente, ao se definir na estrutura o pavimento como diafragma rígido, pode-se perceber que o mesmo absorve esforços como de momento fletor e força cortante. Deve-se lembrar, entretanto, que para existir o efeito de septo na estrutura funcione, a integridade entre os elementos que compõem o pavimento (laje alveolar) deve ser

garantida, ou seja, os esforços advindos da ação horizontal devem ser resistidos ou corretamente distribuídos pelo pavimento até os elementos de contraventamento.

De acordo com Elliot (2002), se o pavimento é sujeito a uma flexão na direção de seu plano devido a uma ação horizontal, o equilíbrio interno é mantido por linhas de tração e compressão no pavimento, conforme indicado na Figura 4. 8. As forças de tração devem então serem mobilizadas por barras de tirantes inseridas no pavimento, mais especificamente nas juntas de apoio das unidades pré-fabricadas (sobre as vigas de apoio das mesmas no pavimento). A força no tirante devido ao momento ( $M_H$ ) que aparece no pavimento é dada diretamente pela relação com o braço de alavanca (valor de  $z$ ) da “*viga*” considerada (que representa o pavimento). Tal relação pode ser observada em Carvalho & Figueiredo (2005) e é indicada na Equação 4.1, com base na Figura 4. 8.

$$F_t = \frac{M_H}{z} \quad (\text{Equação 4.1})$$

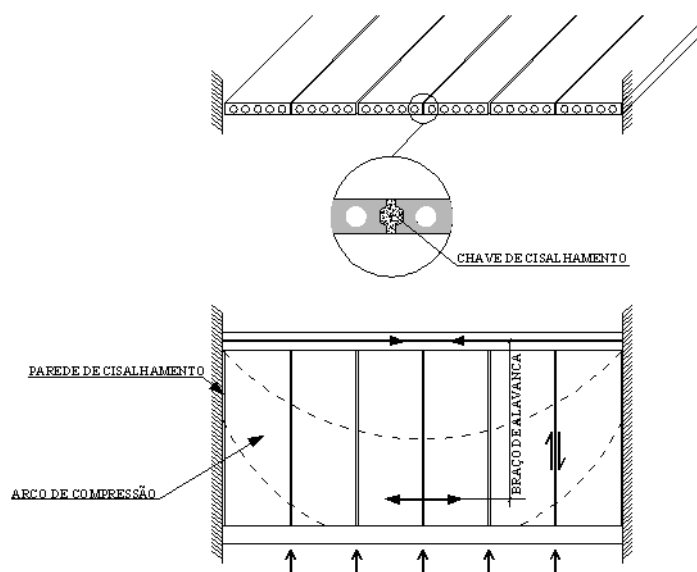


Figura 4. 8 – Forças atuantes em um pavimento composto por elementos pré-fabricados de concreto (BASEADO EM: Elliot, 2002).

Sendo  $F_t$  a força a ser resistida pelas barras dispostas sobre as vigas de apoio das lajes que formam o pavimento em questão. Sabe-se que tais barras, de acordo com Elliot (2002), são denominadas como “*Tie Beams*”. Desta maneira, caso se opte por inserir no pavimento barras de classe CA50, a área total de barras ( $A_{s,nec}$ ) a ser disposta é dada pela Equação 4.2.

$$A_{s,nec} = \frac{F_t}{f_{yd}} \quad (\text{Equação 4.2})$$

De acordo com Elliot (2002), embora seja comum se aplicar barras de aço CA50, aplica-se também cordoalhas de 7 fios, com tensão máxima ( $f_s$ ) de 1750 MPa.

Como se observa em Elliot (2002), o valor do braço de alavanca ( $z$ ) depende diretamente da relação entre os lados do pavimento (em planta) que se está fazendo a análise. Sendo  $L$  o comprimento do pavimento na direção de  $x$  e  $B$  o comprimento na direção de  $y$ , com base na Figura 4. 9, a Tabela 4. 1 indica os valores de  $z$  a serem utilizados, sempre com relação à medida em  $B$ .

**Tabela 4. 1 – Tabela para definição dos valores do braço de alavanca ( $z$ ).**

$B/L$	$z/B$
$< 0,50$	0,90
$0,50 < 1,0$	0,80

Se a razão  $B/L$  se localizar fora dos limites da tabela anterior, ou seja, a relação for maior que 1,0, o modelo não mais é aproximado para uma *viga parede*, mas sim é tratado agora com um modelo de *bielas e tirantes*, como definido por Elliot (2002). Desta maneira, a força no tirante ( $T_B$ ) então não é mais definida inicialmente pelo valor do momento  $M_H$ , mas sim pelo valor da força cortante  $V$  máxima no trecho considerado, conforme indica a Equação 4.3.

$$T_B = \frac{0,50 \cdot V}{B/L} \quad (\text{Equação 4.3})$$

Como se verificou pelo comentado ao longo deste capítulo, a primeira análise a se fazer então em um pavimento, para que se garanta o mesmo funcionando como diafragma rígido, é de modo a promover o dimensionamento das armaduras (posicionadas sobre as vigas) responsáveis por absorver forças de tração advindas de esforços de momento que o pavimento está sujeito. Para facilitar a nomenclatura e as definições, será definido para esta armadura (neste trabalho) o nome de  $A_{s,vl}$ .

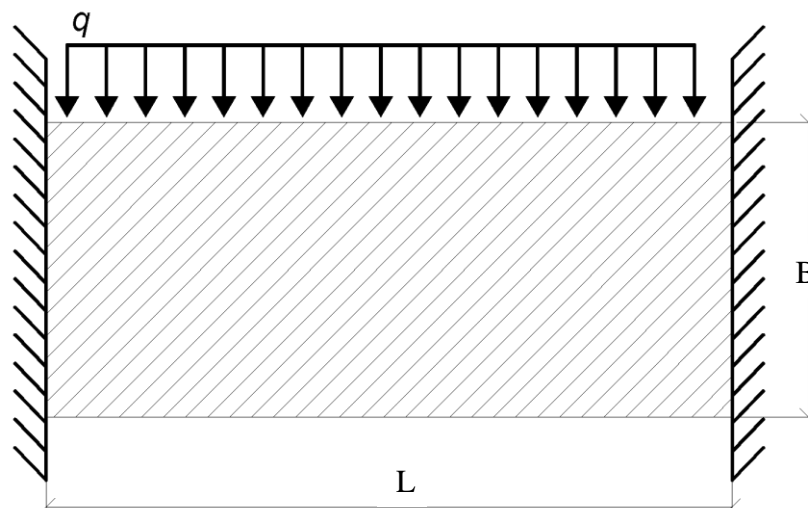


Figura 4. 9 – Definição das dimensões em planta do pavimento para determinação de  $z$ .

A Figura 4. 10 indica o detalhe de um trecho de pavimento no qual se observa o posicionamento de apenas tal armadura.

De acordo com Elliot (2002), o dimensionamento do pavimento não deve ser feito somente para consideração de forças advindas de esforços de momento fletor, mas também por forças advindas dos esforços de cisalhamento no pavimento.

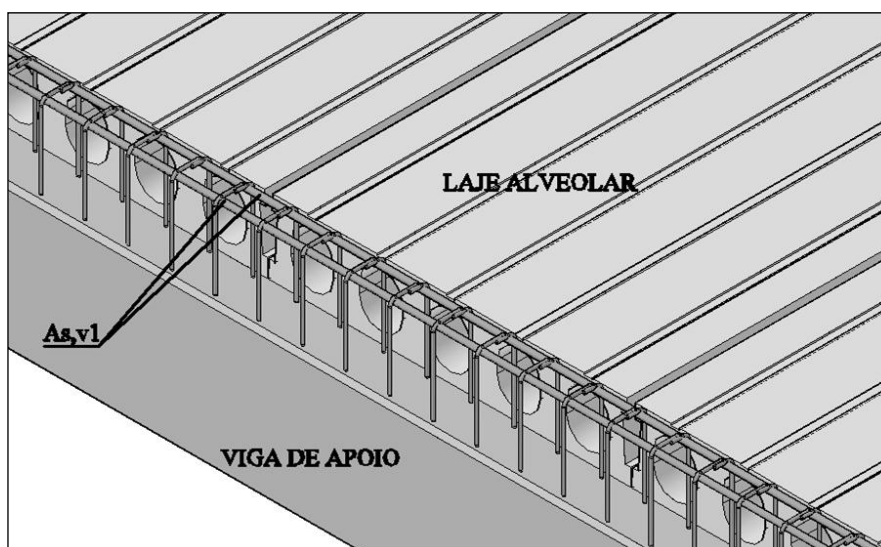


Figura 4. 10 – Detalhe de inserção da armadura  $A_{s,vl}$  no pavimento.

Sabe-se que o preenchimento *in loco* mínimo para que um pavimento de laje alveolar funcione como diafragma rígido se encontra entre os painéis alveolares (juntas longitudinais) e entre os painéis e as vigas de apoio (juntas transversais), seja em vigas de borda ou interior do pavimento. Como se vê, não é então necessário a aplicação, para efeito de diafragma

rígido, da capa estrutural sobre todas as peças pré-fabricadas. Figura 4. 11 indica as situações comentadas anteriormente.

Como se observa em Elliot (2002), a força de cisalhamento atuante (advinda de uma ação lateral) provoca o aparecimento de tensões ao longo do pavimento, em ambas as direções do mesmo. Como comentado anteriormente e com base na figura anterior, os pontos frágeis do pavimento se encontram entre os elementos de laje (juntas longitudinais) e entre os mesmos e as vigas de apoio. Desta maneira, as tensões que aparecem em ambas as direções, devido a uma única ação horizontal, devem ser resistidas pelos preenchimentos realizados em ambas as localidades.

Deve-se saber, entretanto, que a distribuição das tensões advindas da força de cisalhamento no pavimento depende diretamente da disposição dos painéis alveolares em comparação com a direção da ação considerada. Como indicado em Elliot (2002), quando se tem, por exemplo, um pavimento como o da Figura 4. 12, onde as lajes são paralelas a ação lateral, a tensão ao longo das juntas longitudinais ( $\tau_y$ ) é calculada diretamente a partir do máximo valor de força cortante ( $V_y$ ) no trecho e da área de contato entre duas lajes adjacentes. Como se observa na Figura 4. 11 a, o concreto localizado nas juntas não ocupa toda a altura da laje alveolar, dada pela letra *D*.

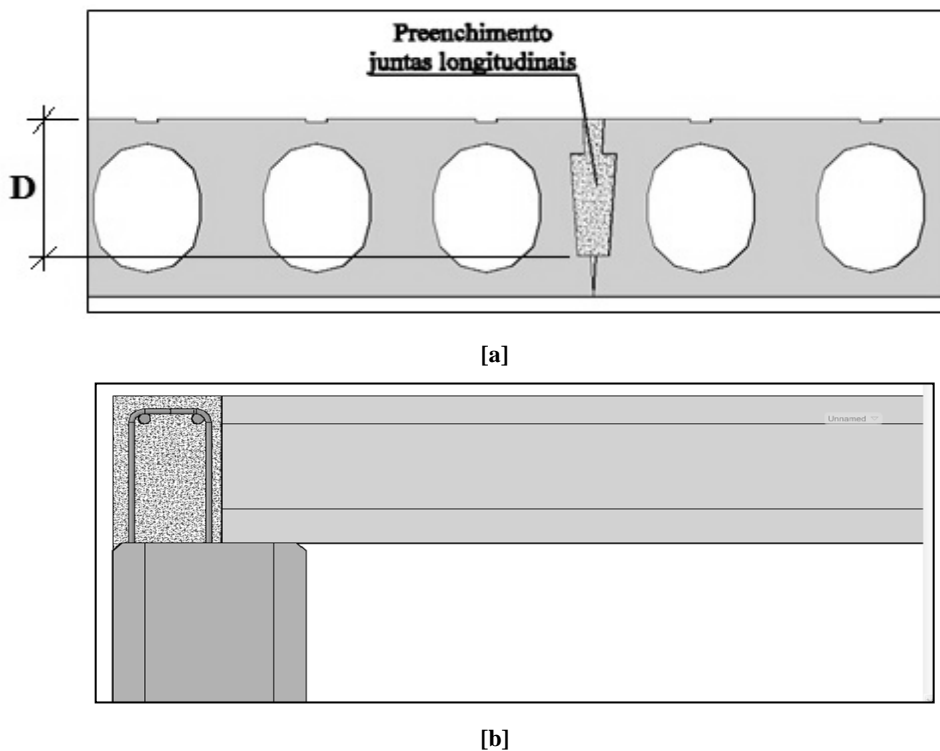


Figura 4. 11 – (a) Corte transversal dos painéis e vista da junta preenchida; (b) Corte longitudinal do painel e vista da junta preenchida.



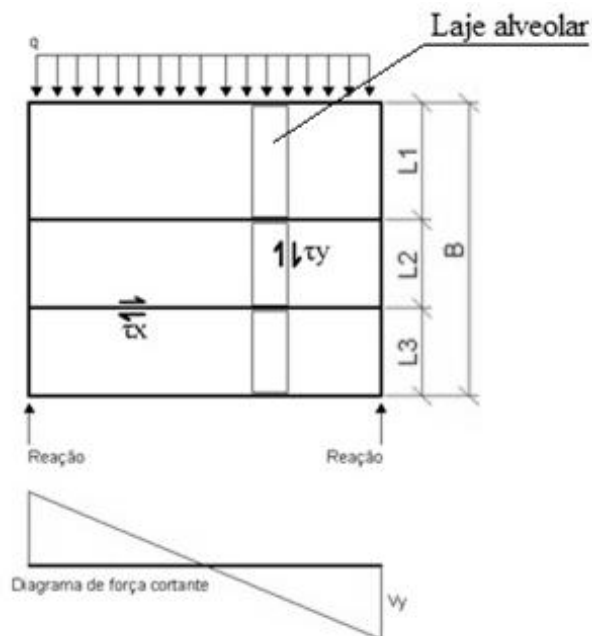


Figura 4. 12 – Arranjo com lajes alveolares paralelas a ação lateral (BASEADO EM: Elliot, 2002).

Como se observa pela figura anterior, há uma perda de concreto de 10 a 15 mm na face inferior das lajes. Em segundo lugar, o lábio na parte inferior das lajes, tipicamente com 10 a 15 mm de profundidade, impede a penetração por completo da argamassa. Pode-se considerar que a curvatura diferencial também estará presente (diferenças existentes nas contra-flechas dos diversos elementos de laje alveolar dispostos lado a lado), reduzindo ainda mais a profundidade de contato líquido. Então, na junta longitudinal, de acordo com Elliot (2002), a tensão é dada pela Equação 4.4, sendo  $B$  o comprimento do pavimento na direção da ação considerada e 30 mm o valor médio desconsiderado da altura total das lajes alveolares:

$$\tau_y = \frac{V_y}{B \cdot (D - 30\text{mm})} \quad (\text{Equação 4.4})$$

Caso esteja se analisando um pavimento com diagramas de esforços no qual o máximo valor de  $V_y$  e momento fletor coincidam no mesmo ponto, a equação anterior é então aplicada substituindo-se o valor de  $B$  por  $z$ , para permitir o decréscimo na tensão de cisalhamento na zona de compressão do pavimento. Assim, pode-se escrever a Equação 4.5:

$$\tau_y = \frac{V_y}{z \cdot (D - 30\text{mm})} \quad (\text{Equação 4.5})$$

Ainda considerando as lajes alveolares paralelas a ação lateral, a tensão ao longo das juntas transversais das lajes ( $\tau_x$ ) é dada então por uma componente da força cortante  $V_y$ . Assim, determina-se inicialmente o valor de  $V_x$ , a partir da Equação 4.6 (Elliot, 2002):

$$V_x = \frac{6 \cdot V_y \cdot (B - L_1) \cdot L_1}{B^3} \quad (\text{Equação 4.6})$$

Desta maneira, a tensão na direção  $x$  é dada com base em um comprimento unitário, de acordo com a Equação 4.7.

$$\tau_x = \frac{V_x}{1,0 \text{ m } x D} \quad (\text{Equação 4.7})$$

Quando as lajes são perpendiculares a ação de vento (de acordo com a Figura 4. 13), tem-se que, de acordo com Elliot (2002), a tensão  $\tau_x$  ao longo das juntas longitudinais é determinada a partir da utilização de outro valor de  $V_x$ , dado agora pela Equação 4.8:

$$V_x = \frac{1,5 \cdot V_y}{L} \quad (\text{Equação 4.8})$$

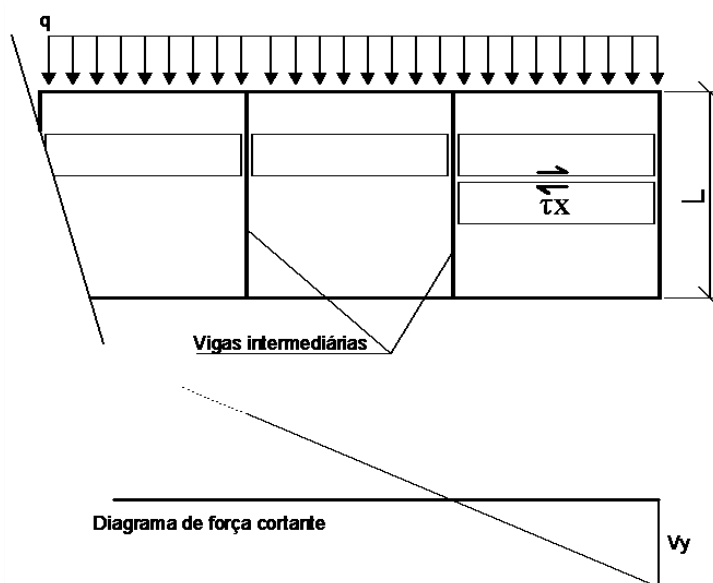


Figura 4. 13 – Arranjo com lajes alveolares perpendiculares a ação horizontal (BASEADO EM: Elliot, 2002).

A maneira como devem ser consideradas tais tensões no pavimento, bem como a disposição das armaduras de reforço, dependem de como os esforços são distribuídos no pavimento, que é relacionado pelo conceito de *Mecanismos de Transferência de Cisalhamento* no pavimento. Tal conceito, bem como o modo de dimensionamento das armaduras no pavimento devido aos esforços advindos de tensões de cisalhamento, é dado no item a seguir deste trabalho.

### **4.3 Mecanismos de transferência de cisalhamento**

De acordo com Elliot (2002), vários modelos estruturais podem ser aplicados ao modelo de mecanismo de transferência de cisalhamento entre o diafragma e os elementos de contraventamento considerados na estrutura que se está fazendo a análise. O comportamento de um pavimento composto por lajes alveolares é diferente daquele com laje maciça, porque as unidades pré-fabricadas têm uma grande rigidez em seu plano. Entretanto existem as juntas entre as mesmas e entre os elementos de apoio, que mesmo preenchidas com concreto (como verificado anteriormente) causam descontinuidades na transferência de tensões de cisalhamento para que as ações possam ser corretamente distribuídas até os contraventamentos. Como se verifica no Boletim 6 FIB (2000), o projeto do diafragma é essencialmente um problema de assegurar a transferência de força nas articulações estreitas existentes entre os membros. Deve-se saber que quando se fala em projeto do diafragma estão englobadas as seguintes atividades:

- Verificação de tensões;
- Cálculo de armaduras necessárias;
- Posicionamento das armaduras no pavimento.

Como se observa em Elliot (2002), a resistência ao cisalhamento de um pavimento composto por painéis alveolares é dada pela ação de dois diferentes tipos de mecanismos de transferência de cisalhamento, descritos a seguir:

- *Engrenamento entre agregados (“Aggregate Interlock”)*: neste mecanismo, a elasticidade das barras do tirante (denominadas de *tie beams* e dispostas sobre

as vigas de apoio) permitem o aparecimento de uma tensão normal em sua direção, responsável por deixar as unidades pré-fabricadas unidas;

- *Ação de pino (“Dowel Action”)*: a resistência do pavimento é aumentada devido à capacidade de torção e ação de pino de barras dispostas sobre as vigas de apoio das lajes (complemento das *tie beams* comentadas anteriormente).

Em outras palavras, de acordo com Elliot (2002), a resistência ao cisalhamento e a rigidez do pavimento é fornecida pela ação do *bloqueio total ou Engrenamento (aggregate interlock)*, e a integridade estrutural é garantida pela *ação de pino (dowel action)* da armadura. O *Engrenamento (aggregate interlock)* pode ser separado ainda em duas diferentes fases:

- *Cisalhamento em cunha (“Shear wedging”)*: tal mecanismo depende da adesão e da união entre o elemento pré-fabricado e a região moldada in loco e é prejudicado quando a largura das fissuras na interface é suficiente para causar um aumento na força do tirante (*tie beam*). Isso é influenciado pela rugosidade da superfície lateral da laje e retração do concreto de enchimento *in loco* das juntas longitudinais;
- *Atrito de cisalhamento (“Shear friction”)*: proporciona uma elevada resistência ao cisalhamento. Está presente quando a abertura das fissuras e a força no tirante é aumentada. É também influenciada pela rugosidade da superfície lateral da placa (Figura 4. 14), mas com maior interferência da amplitude das fendas existentes na região do preenchimento do que pelo perfil lateral. Segundo o Boletim 6 FIB (2000), as superfícies de contato estão sendo mantidas em contato pela tensão normal gerada pela força transversal no tirante ( $\sum T_q$ ). O atrito de cisalhamento é esgotado quando a espessura da fissura excede um determinado valor. Testes experimentais mostram que este limite corresponde a cerca de 2 a 3 mm, e é aproximadamente igual a amplitude da superfície das fendas existentes.

Como se observa em Elliot (2002), a *ação de pino (dowel action)* oferece menor resistência do que o anterior, mas uma maior capacidade de deformação e ductilidade. É influenciada pela capacidade do aço resistir às forças de cisalhamento que aparecem devido à

flexão e a torção, e depende ainda da maneira como o tirante é ancorado na laje pré-fabricada e amarrado no chão do diafragma. O perfil da borda da laje pré-fabricada não influencia na *ação de pino*. Como se observa no *Course on Design of Precast Concrete Structures* (1997), o *Engrenamento (aggregate interlock)* contribui com mais de 90% da resistência total do pavimento quando o mesmo funciona como diafragma rígido.



Figura 4. 14 – Rugosidade lateral de um painel de laje alveolar (FONTE: Elliot, 2002).

O mais importante aspecto do pavimento para assegurá-lo funcionando como diafragma rígido é o perfil da borda dos elementos de laje pré-fabricada, como se observa em Elliot (2002) e Petrucelli (2009). Após o elemento alveolar estar pronto, não é necessário aumentar a aspera da borda lateral, pois o arraste da máquina extrusora sobre a mistura de concreto semi-seca cria uma rugosidade que já é suficiente para que ocorra o efeito diafragma. As unidades têm perfil de borda que permitem a colocação de concreto ou argamassa nas juntas longitudinais (sentido do comprimento das lajes) entre elementos adjacentes. Como comentado anteriormente, os painéis alveolares devem ser dispostos de tal forma que não haja diferença significativa nas alturas entre as mesmas, de modo a não criar mais um ponto de possível falha do sistema.

O cálculo da resistência ao cisalhamento, de acordo com Elliot (2002), envolve as ações separadas de:

- **Encunhamento do cisalhamento** (“*shear wedging*”) e **Atrito de cisalhamento** (“*shear friction*”), advindas do **Bloqueio total ou Engrenamento** (“*aggregate interlock*”);
- **Ação de pino** (“*dowel action*”).

A combinação dos mecanismos de **Engrenamento** (“*aggregate interlock*”) e **Ação de pino** (“*dowel action*”) pode ser usada para prever a resposta do concreto fissurado submetido a uma força de cisalhamento. Os dois mecanismos de transferência não são usados juntos para dimensionamento das barras de reforço (a serem vistas no item a seguir) a serem dispostas no pavimento. O que define qual dos modelos de mecanismo será utilizado é a comparação das tensões atuantes no pavimento (advindas da força cortante), em ambas as direções (no qual se verificou o modo de cálculo no item anterior deste trabalho), com um limite máximo. Entretanto, este limite não é fixo, dependendo da bibliografia a ser utilizada. Em Elliot (2002), observa-se que o limite de tensão nas juntas ( $\tau_u$ ), em ambas as direções, é baseado no BS8110-1 (1985):

$$\tau_u = 0,23 \text{ MPa}$$

No Boletim 6 FIB (2000), podem ser encontradas mais duas referências quanto a valores limites de tensão ao longo das juntas. O primeiro deles é definido pelo *Eurocode2 1992-1-3* (2004):

$$\tau_u = 0,10 \text{ MPa}$$

O segundo valor é definido pelo *FIP Manual* (1988):

$$\tau_u = 0,14 \text{ MPa}$$

Desta maneira, se em todas as direções os valores de tensão encontrados são menores que o limite estabelecido pelo projetista de estruturas, o dimensionamento das armaduras de reforço é feito considerando-se somente o efeito do **Engrenamento** (“*aggregate interlock*”). Caso em alguma direção o valor de tensão determinado seja maior que o limite estabelecido, tal armadura em específico é então calculada somente pelos efeitos da **Ação de pino** (“*dowel action*”). O posicionamento das barras, bem como as expressões de cálculo das mesmas de acordo com o mecanismo de transferência determinado, é dado no item a seguir deste trabalho.

#### 4.4 Cálculo e disposição das armaduras de reforço

Como comentado em item anterior deste trabalho, o pavimento sempre terá como primeiro reforço uma armadura disposta sobre as vigas de apoio das lajes, denominada  $A_{s,vl}$  e advinda do esforço de momento fletor da ação horizontal. Entretanto, a partir do momento em que não se opta por ignorar os efeitos de cisalhamento no pavimento, tal armadura deve também ser dimensionada para resistir a uma força tração oriunda da força de cisalhamento que está atuando perpendicularmente a tal armadura, em um ponto máximo diferente do momento fletor.

Como se observa em Elliot (2002), o modo como se determina a força de tração advinda do cisalhamento se altera dependendo da magnitude da tensão obtida no pavimento na direção longitudinal dos elementos de laje alveolar (direção  $y$  do pavimento). Isto significa dizer que:

- a) Se  $\tau_y < \tau_u$ : as armaduras dispostas sobre as vigas de apoio (direção transversal das lajes) deverão ser suficientes para resistir a uma parcela de tração advinda do momento fletor e outra da força de cisalhamento ( $V_y$ ). Esta última parcela, entretanto, deverá ser calculada tomando-se como base os preceitos do **Engrenamento** (“*aggregate interlock*”). A relação existente entre a força de tração transversal às lajes ( $T_q$ ) e a força de cisalhamento  $V_y$  é dada pela Equação 4.9.

$$T_q = \frac{V_y}{\mu'} \quad (\text{Equação 4.9})$$

Sendo  $\mu'$  o coeficiente de atrito e cisalhamento combinados. Como se observa em Elliot (2002), este valor foi determinado a partir de inúmeros experimentos e simulações numéricas realizadas. Verifica-se um valor que varia de 5 a 26 nos modelos experimentados. De acordo com Elliot (2002), é razoável sempre se adotar um valor de 5,0 para os cálculos. Verifica-se no Boletim 6 FIB (2000) um método analítico para se determinar o valor de  $\mu'$ . Se houver mais de um módulo para resistir à força de cisalhamento (como a estrutura da Figura 4. 12), a força no tirante é dividida igualmente entre cada número de articulações final entre os módulos, isto é,  $n+1$  (sendo  $n$  o número de módulos). Sendo assim, a tração máxima obtida

na direção  $x$  ( $T_{x,max}$ ) do pavimento, pelo **Engrenamento** (“*aggregate interlock*”), na combinação de flexão e cisalhamento, é dada pela Equação 4.10:

$$T_{x,max} = \frac{M_h}{z} + \frac{V_y}{(n+1) \cdot \mu'} \quad (\text{Equação 4.10})$$

Assim, a armadura disposta sobre todas as vigas de apoio das lajes ( $A_{s,v1}$ ), na direção  $x$  do pavimento, é dada pela Equação 4.11:

$$A_{s,v1} = \frac{T_{x,max}}{50/1,15} \quad (\text{Equação 4.11})$$

- b) Se  $\tau_y > \tau_u$ : novamente as armaduras dispostas sobre as vigas de apoio (direção transversal das lajes) deverão ser suficientes para resistir a uma parcela de tração advinda do momento fletor e outra da força de cisalhamento ( $V_y$ ). Esta última parcela, entretanto, deverá ser calculada agora se tomando como base os preceitos da **Ação de pino** (“*dowel action*”). A relação existente entre a força de tração transversal às lajes ( $T_q$ ) e a força de cisalhamento  $V_y$  é dada agora pela Equação 4.12.

$$T_q = \frac{V_y}{\mu} \quad (\text{Equação 4.12})$$

Deve-se notar que a relação utiliza outro fator de atrito, agora denominado como  $\mu$ . Alguns valores são definidos em documentos, como da BS8110-1 (1985) e estão indicados na Tabela 4. 2. Assim, a tração máxima obtida na direção  $x$  ( $T_{x,max}$ ) do pavimento, pela **Ação de pino** (“*dowel action*”), na combinação de flexão e cisalhamento, é dada pela Equação 4.13. A área de aço é então obtida pelo mesmo método descrito anteriormente:

$$T_{x,max} = \frac{M_h}{z} + \frac{V_y}{(n+1) \cdot \mu} \quad (\text{Equação 4.13})$$

**Tabela 4. 2 – Valores de  $\mu$  para juntas entre painéis alveolares (FONTE: Elliot, 2002).**

<i>Tipo de superfície</i>	$\mu$
Superfície lisa, como bordas laterais não tratadas dos painéis de laje alveolar	0,70
Superfície áspera sem continuidade de preenchimento de juntas entre os painéis alveolares	1,40
Superfície áspera com continuidade de preenchimento de juntas entre os painéis alveolares	1,70



Na juntas horizontais (direção  $x$  do pavimento), o limite também deverá ser atendido, com base nos valores já dispostos anteriormente. Isto significa dizer que:

- a) Se  $\tau_x < \tau_u$ : como se observa em Elliot (2002), quando se tem essa situação nas juntas transversais entre os elementos de laje alveolar, nenhuma outra armadura de reforço deverá ser prevista no pavimento. Desta maneira, as únicas barras a serem dimensionadas e detalhadas são aquelas advindas dos esforços de momento fletor combinada com aquelas advindas de esforços de força cortante na direção  $x$  (seja esta dimensionada pelo Engrenamento ou Ação de pino). Tais itens já foram definidos anteriormente;
- b) Se  $\tau_x > \tau_u$ : caso este item não seja atendido, além das barras já definidas anteriormente, deverão ser previstas no pavimento as denominadas *Barras de Acoplamento*. Tais elementos são inseridos entre as extremidades das lajes alveolares, nas juntas de apoio, ao longo de um determinado comprimento das juntas longitudinais. Dependendo da quantidade a ser definida, é necessário proceder à inserção da mesma em alvéolos quebrados das lajes alveolares. Como se observa em Elliot (2002), tais barras são em formato de “L” em lajes finais do pavimento (apoiadas em vigas de borda) e geralmente retas em juntas de lajes na parte intermediária do pavimento (lajes apoiadas em vigas internas do pavimento). Neste trabalho, são definidas com o nome de  $A_{s,v2}$ . A Figura 4. 15 indica um detalhe de como tais barras são inseridas nos elementos alveolares. A quantidade de barras a serem inseridas, por unidade de  $m$  ou pelo espaço correspondente à largura de um painel, é calculada pela mesma Equação 4.14, definida a seguir.

$$A_{s,v2} = \frac{V_x}{\mu \cdot 0,6 \cdot f_{yd}} [cm^2/m] \quad (\text{Equação 4.14})$$

A Figura 4. 16 indica o detalhe de uma região do pavimento com os dois possíveis tipos de barras que podem ser inseridas como reforço no mesmo, seja para funcionar com Engrenamento ou Ação de pino.

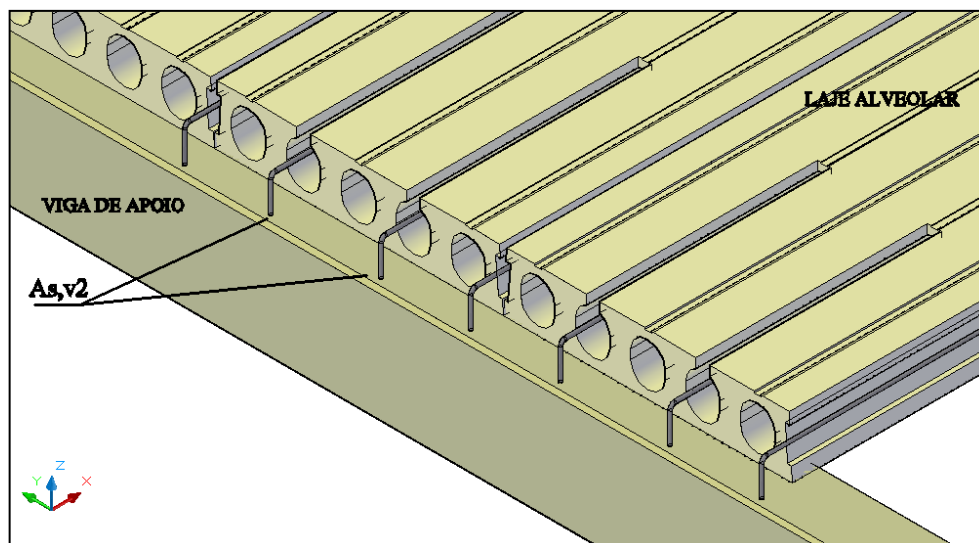


Figura 4. 15 – Indicação da inserção das barras de acoplamento.

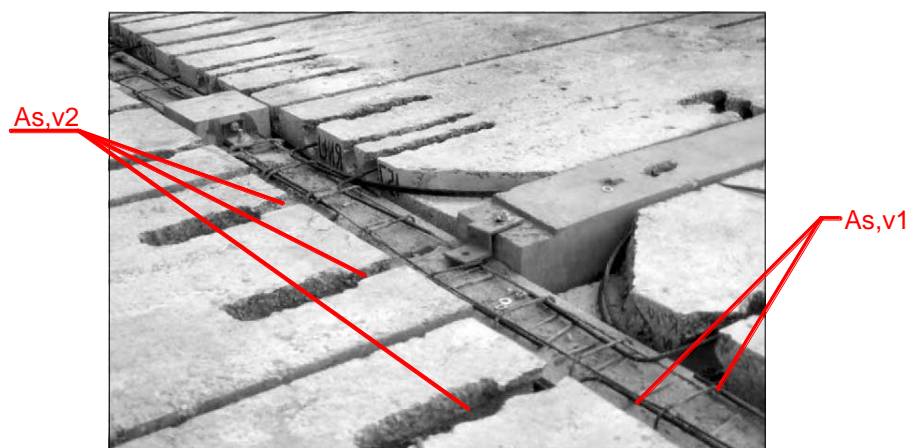


Figura 4. 16 – Posicionamento de todas as barras de reforço em um pavimento real (BASEADO EM: Elliot, 2002).

Os tirantes (“*tie beams*”), de acordo com Elliot (2002), são usualmente concentrados como uma ou duas barras, na metade da altura da laje alveolar. Já as barras de acoplamento (“*coupling bars*”), em forma de L (como se vê na Figura 4. 16), devem ser amarradas às barras do tirante. Caso se opte por inseri-las em outro formato (em “*U*” ou linha reta, por exemplo), as mesmas devem sempre passar por cima das barras do tirante. Um trecho da barra de acoplamento deve ser concretado em faixas de alvéolos quebrados dos painéis alveolares, em posições que devem coincidir com o segundo ou terceiro alvéolo, a partir da borda dos elementos. Podem também ser inseridas no espaço existente entre um painel e outro.

Após a determinação das barras do tirante (“*tie beams*”), dispostas sobre as vigas de apoio (de periferia ou central), deve-se analisar se o valor da área de aço está de acordo com o valor mínimo definido por algumas bibliografias. O tirante deve satisfazer um valor mínimo

de tração no pavimento ( $F_t$ ), que é determinado a partir do documento da FIP (1988) ou Eurocode2 (2004). A expressão que indica o cálculo do tirante mínimo é dada pela Equação 4.15.

$$A_{smin} = \frac{F_t}{f_{yd} \text{ ou } f_s} \quad (\text{Equação 4.15})$$

De acordo com o Eurocode2 (2004), o mínimo valor de  $F_t$  na viga de borda deve ser pelo menos igual a  $|70|$  kN.

Após as barras do tirante serem dimensionadas, tomando como premissa inicial que o pavimento ainda funciona pela ação do **Engrenamento**, deve-se então fazer a análise das tensões na direção de  $y$  no pavimento para ver se não há a necessidade de se inserir mais barras  $A_{s,vl}$ . Caso a tensão  $\tau_y$  seja maior que o limite estabelecido, sabe-se que pavimento passa a trabalhar pela **Ação de pino**. O acréscimo de armadura  $A_{s,vl}$  pode então ser feito pela determinação da resistência ( $R_d$ ) das barras existentes como pino. De acordo com o Boletim 6 FIB (2000), o tamanho de  $R_d$  pode ser determinado pela consideração da resistência das barras quando o concreto moldado sobre a viga de apoio falha através da divisão horizontal nas barras. Pode-se dizer que a resistência ao cisalhamento das barras em si nunca é crítica.

A Figura 4. 17 mostra o modo de ruptura das barras do tirante na ação de pino, na direção transversal e ao longo do comprimento das barras do tirante dispostas sobre as vigas de apoio. O equilíbrio de forças remete à força indicada pela Equação 4.16:

$$R_d \cong 4 \cdot n_t \cdot (t - k \cdot d) \cdot d \cdot f_{ct} \quad (\text{Equação 4.16})$$

Onde:  $t$  = profundidade das vigas de borda;

$n_t$  = número de vigas de borda;

$d$  = diâmetro das barras;

$k$  = número de barras de tirante em cada viga de borda.

Assim, o valor de  $d$  ou  $k$  deve ser alterado de modo que se obtenha então a seguinte relação:  $V < R_d$ .

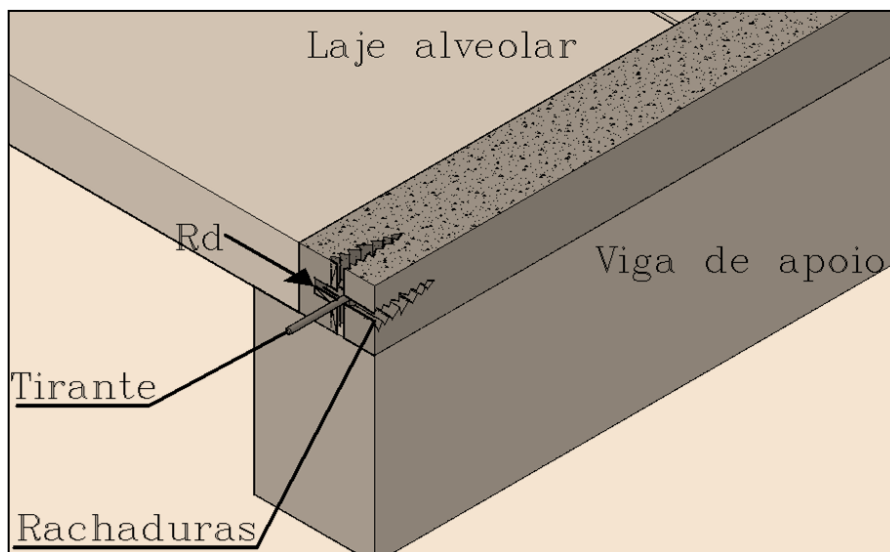


Figura 4. 17 – Rachaduras em torno das barras do tirante no momento da falha do *Bloqueio Total* (BASEADO EM: Boletim 6 FIB, 2000).

#### 4.5 Análise de deformações

Ao finalizar o cálculo e posicionamento das barras de reforços no pavimento que se está fazendo a análise, há ainda mais uma verificação a ser realizada. Como se observa em Elliot (2002), trata-se de uma verificação da eficiência da força de tração que está sendo absorvida pelas barras do tirante (*“tie beams”*). Essa verificação é feita com base na análise da deformação de tais barras (indicada pela expressão  $l_s$ ), que representa o alongamento elástico das mesmas. Tal alongamento é dado pela Equação 4.17, com base nos preceitos de Elliot (2002).

$$l_s = \frac{T_{max}}{A_s \cdot E_s} \cdot L_s + \delta_{ti} \quad (\text{Equação 4.17})$$

Sendo  $T_{max}$  o máximo valor de tração encontrado entre cada região de apoio do pavimento (entre cada elemento de contraventamento).  $A_s$  representa a área total de barras de tirante inseridas sobre cada viga de apoio das lajes.  $E_s$  é o módulo de elasticidade das barras usadas como tirante.  $L_s$  é definido como o comprimento de ancoragem das barras utilizadas como tirante e, segundo Elliot (2002), é dado pela Equação 4.18 e Equação 4.19.

$$L_s = 30 \cdot d \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,inserido}} \quad (\text{Equação 4.18})$$

$$L_s = 0,80.W \quad (\text{Equação 4.19})$$

Sendo  $d$  o diâmetro da barra que se está utilizando como tirante,  $A_{s,calc}$  é o valor de armadura dado pelas expressões de Engrenamento ou Ação de pino,  $A_{s,inserido}$  o valor real de barras inseridas sobre cada viga e  $W$  a largura dos painéis alveolares utilizados. A Equação 4.18 é a exigência e fixação encontrada em experimentos realizados, que é de aproximadamente  $8d$  a  $15d$ , em ambos os lados da fissura que aparece, fazendo um total de  $30.d$  na pior das hipóteses. Já a Equação 4.19 é um valor conservador, que permite a interação das forças de tração entre juntas longitudinais de painéis adjacentes.

Como se observa anteriormente, o valor final de  $l_s$  tem um componente denominado  $\delta_{ti}$ , que é denominada como *abertura inicial de fissura*. Como se observa em Elliot (2002), a abertura de fissura inicial ( $\delta_{t,i}$ ) é obtida por medições experimentais, ao longo da junta longitudinal entre dois painéis alveolares posicionados lado a lado. Depende diretamente da idade do painel alveolar quando é realizado o preenchimento das juntas longitudinais *in loco*. Em Elliot (2002) é possível encontrar uma tabela que relaciona diversos tipos de lajes alveolares de diversas idades com a previsão da fissura inicial para as mesmas em determinada condição. Tais informações estão dispostas na Tabela 4. 3.

Como pode se perceber pela tabela anterior, não há uma contemplação de muitas situações que podem compor um pavimento. Desta maneira, em algumas situações deste trabalho alguns valores serão aproximados de modo a se encaixarem nos valores dispostos anteriormente.

Desta maneira, todos os valores que compõem o valor de  $l_s$  estão definidos. Tal valor deverá então ser comparado a um valor máximo, definido como  $\delta_{t,Max}$ . Como visto em Elliot (2002), a largura transversal máxima da fissura ( $\delta_{t,Max}$ ), que se dá pouco antes do início da ruptura por cisalhamento da interface longitudinal, foi encontrada em experimentos realizados em escala real com valores que variavam de 1,0 a 2,0 mm. No entanto, os resultados dos testes mostram que há um comportamento não-linear na região e devido a isto o valor de  $\delta_{t,Max}$  é limitado em 0,5 mm. Caso o dimensionamento das barras do tirante seja feito ainda pelo método do Engrenamento e o quesito da deformação das barras não seja atendido, as mesmas podem ser alteradas diretamente, sem mudança do comportamento do pavimento. Tal situação pode ocorrer quando se tem no trecho do pavimento analisado grande valor de momento fletor advindo da ação horizontal.

Tabela 4. 3 – Fissura inicial na junta longitudinal entre lajes (BASEADO EM: Elliot, 2002).

Idade do elemento pré-fabricado (dias)	Largura dos elementos pré-fabricados (mm)	Largura da junta longitudinal (mm)	Fissura inicial ( $\delta_{ij}$ ) (mm)
< 7	1200	25	0,215
	1200	50	0,230
	600	25	0,115
	600	50	0,130
28	1200	25	0,135
	1200	50	0,150
	600	25	0,075
	600	50	0,090
> 90	1200	25	0,095
	1200	50	0,110
	600	25	0,055
	600	50	0,070

A Figura 4. 18 indica uma ilustração retirada do Boletim 6 FIB (2000), na qual se observa o espaçamento que aparece no preenchimento *in loco* na região de contato entre dois elementos alveolares adjacentes.

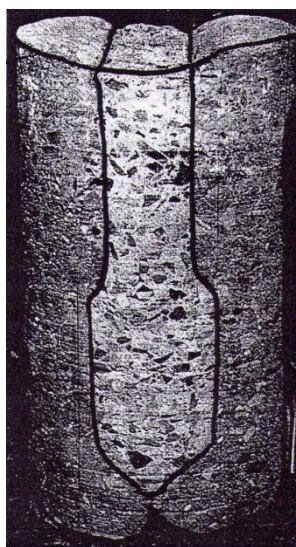


Figura 4. 18 – Corte da seção transversal da junta longitudinal entre dois elementos de laje alveolar (FONTE: Boletim 6 FIB, 2000).

#### 4.6 Combinação de momento fletor e força cortante

Como verificado anteriormente, ao se determinar a tensão atuante nas juntas na direção  $y$  do pavimento e chegar a conclusão que o pavimento ainda funciona pelo método do **Engrenamento**, a força de tração máxima a ser resistida pelos tirantes deverá ser determinada considerando o momento  $M_h$  atuante e a força cortante  $V_y$ . Como se observa em Elliot (2002), a determinação da força de tração não é feita considerando o máximo valor de momento e a força cortante existente em um trecho entre dois elementos de contraventamento, ou seja, deve-se determinar uma coordenada no pavimento (denominada  $X$ ) e então determinar o valor de momento e cortante neste ponto (sempre entre dois contraventamentos).

A coordenada  $X$  pode ser determinada com base na Figura 4. 19, que representa um pavimento de largura  $L$  a ação lateral atuante  $q$ , e nas equações já definidas anteriormente para definição do máximo valor de tração nas barras do tirante.

Sabe-se que devido à força cortante, a força de tração é dada por:

$$T_{x,1} = \frac{V_y}{(n + 1) \cdot \mu'}$$

Já pelo efeito de momento, a força é dada por:

$$T_{x,2} = \frac{M_h}{z}$$

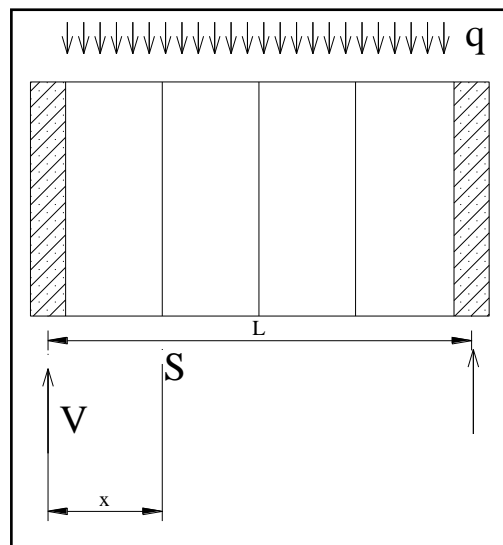


Figura 4. 19 – Pavimento sujeito à ação lateral  $q$ .

Assim, tem-se que na combinação de ambos, a força de tração total é dada pela Equação 4.20:

$$T_{x,total} = T_{x,1} + T_{x,2} = \frac{M_h}{z} + \frac{V_y}{(n+1) \cdot \mu'} \quad (\text{Equação 4.20})$$

O máximo valor de  $T_{total}$  pode ser determinado calculando para uma seção qualquer ( $S$ ), de coordenada  $x$ , os valores de  $V$  e  $M$  e em seguida achar por derivação o valor máximo. O valor máximo ocorre onde a derivada primeira em relação a  $x$  é igual a zero. Na coordenada  $x$ , a força cortante é dada com base na Equação 4.21.

$$V_x = \frac{q \cdot L}{2} - q \cdot x \quad (\text{Equação 4.21})$$

Já o momento fletor, na coordenada  $x$ , é dado pela Equação 4.22.

$$M_x = \frac{q \cdot L}{2} \cdot x - \frac{q \cdot x^2}{2} \quad (\text{Equação 4.22})$$

Substituindo as equações anteriores na Equação 4.20, tem-se a Equação 4.23:

$$T_{x,total} = \frac{\frac{q \cdot L}{2} - q \cdot x}{(n+1) \cdot \mu'} + \frac{\frac{q \cdot L}{2} \cdot x - \frac{q \cdot x^2}{2}}{z} \quad (\text{Equação 4.23})$$

Fazendo agora a seguinte relação:

$$T_{x,total} = f(x)$$

Pode-se então, a partir da derivação da equação anterior, achar o valor de  $x$  que representa o ponto no pavimento com a maior interação entre cortante e momento fletor.

$$\frac{d(T_{x,total})}{dx} = 0$$



Assim, numa primeira passagem a Equação 4.23 pode então ser escrita da seguinte forma, conforme indicado na Equação 4.24.

$$0 = \frac{-q}{(n+1) \cdot \mu'} + \frac{\frac{q \cdot L}{2} - \frac{2 \cdot q \cdot x}{2}}{z} \quad (\text{Equação 4.24})$$

Isolando  $x$  da segunda parte da equação anterior, pode-se escrever então a Equação 4.25, que representa a coordenada do pavimento com a maior interação entre força cortante e momento fletor.

$$X = \frac{L}{2} - \frac{z}{(n+1) \cdot \mu'} \quad (\text{Equação 4.25})$$

Onde  $L$  é a distância entre os elementos de contraventamento. Para um sistema com muitas paredes de contraventamento, a reação máxima não é dada por  $q \cdot L/2$ . Assim, o valor de  $X$  deve ser determinado sempre entre cada parede de cisalhamento da estrutura que se está analisando.

#### **4.7 Informações presentes em outras bibliografias**

Podem-se observar algumas indicações a respeito de mecanismos de transferência de cisalhamento no livro de Elliot (1996). Neste caso, as informações encontradas remetem-se às mesmas já definidas em outras bibliografias, ou complementam informações e detalhes construtivos já definidos neste trabalho.

É possível analisar os detalhes típicos de conexões do pavimento com os elementos de periferia do pavimento, de modo que se garanta corretamente o pavimento funcionando com o efeito diafragma. Em tais conexões, as armaduras são ancoradas nos elementos de contraventamento laterais por barras que são ancoradas nas lajes (em que se tem trecho da parte superior da nervura quebrada) com posterior recomposição com concreto moldado no próprio local, logo após a inserção das barras de reforço.

Como se observa em Elliot (1996), ao se proceder à análise de uma edificação pré-fabricada, dois principais fatores devem ser considerados e analisados, que são eles:

- Transferência de ações horizontais através do pavimento tendo comportamento de diafragma rígido;
- Como tais ações são consideradas e distribuídas nos elementos verticais de contraventamento, considerando e garantindo ainda a estabilidade dos mesmos.

Considerando a ação diafragma nos pisos compostos por elementos pré-fabricados, podem ser consideradas e analisadas situações de utilização das lajes com e sem capa estrutural. Como já verificado em bibliografias anteriores, a distribuição das ações até o contraventamento vai depender diretamente do posicionamento e rigidez desses elementos.

De acordo com Elliot (1996), os elementos mais populares de contraventamento de estruturas pré-fabricadas são as paredes de cisalhamento, que também podem ser encontradas ou denominadas por núcleos rígidos (dependendo de seu formato e posicionamento relativo no pavimento). Deve-se saber que, quanto maior o valor do momento de inércia da seção transversal da parede de cisalhamento (no pavimento), maior será o valor da força de cisalhamento imediatamente ao lado da parede (região de ligação pavimento – parede).

Pode-se verificar em Elliot (1996), que a disposição assimétrica das paredes, em planta, no pavimento, é a situação mais comum encontrada nos edifícios. Neste caso, na análise da estabilidade da edificação, deve ser considerada a situação de torção do pavimento. Caso a disposição seja simétrica, ocorre somente translação do pavimento. A Figura 4. 20 ilustra tal situação.

Como se observa em Elliot (1996), para edificações com formato em planta “L”, quando se tem relações de excentricidade  $e_x/X$  e  $e_y/Y$  (com base na Figura 4. 21) maiores que 0,15, o equilíbrio devido à torção e ao diafragma pode fazer aumentar em até 50% a reação individual em cada elemento de contraventamento.

O método para se determinar as reações em cada um dos elementos de contraventamento, já levando em consideração o efeito da torção, é o mesmo já definido por Elliot (2002) e já estudado e deduzido neste trabalho. Deve-se lembrar de que, nestas deduções, segundo Elliot (1996), deve-se considerar que as deflexões de cisalhamento são pequenas quando comparadas com as deflexões advindas da flexão.

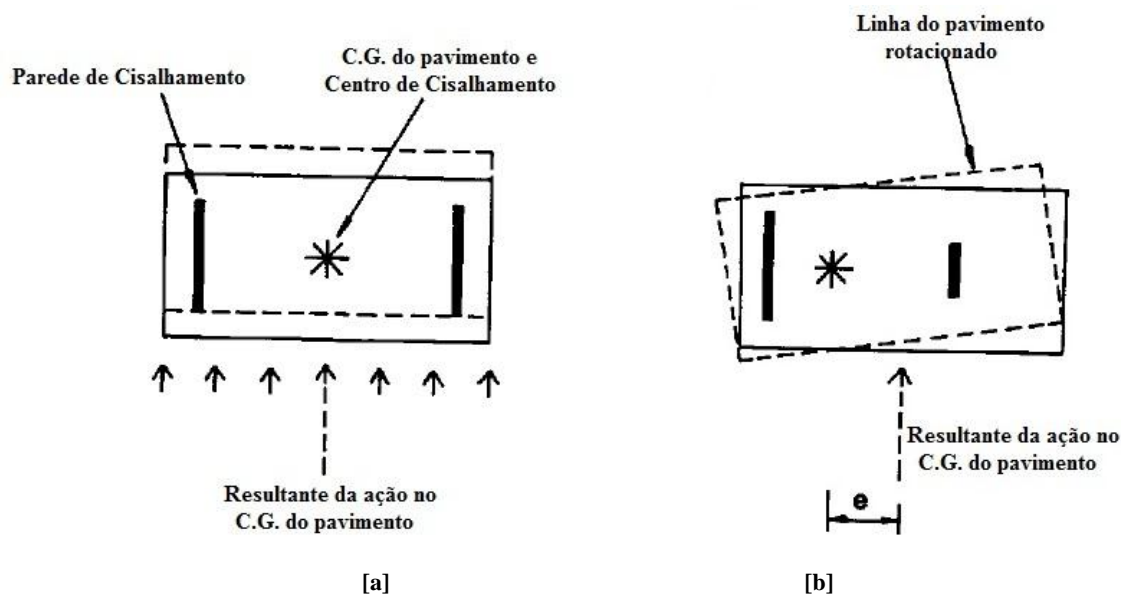


Figura 4. 20 – (a) Pavimento sujeito somente à translação: paredes simétricas; (b) Pavimento sujeito a translação e rotação: paredes assimétricas (BASEADO EM: Elliot, 1996).

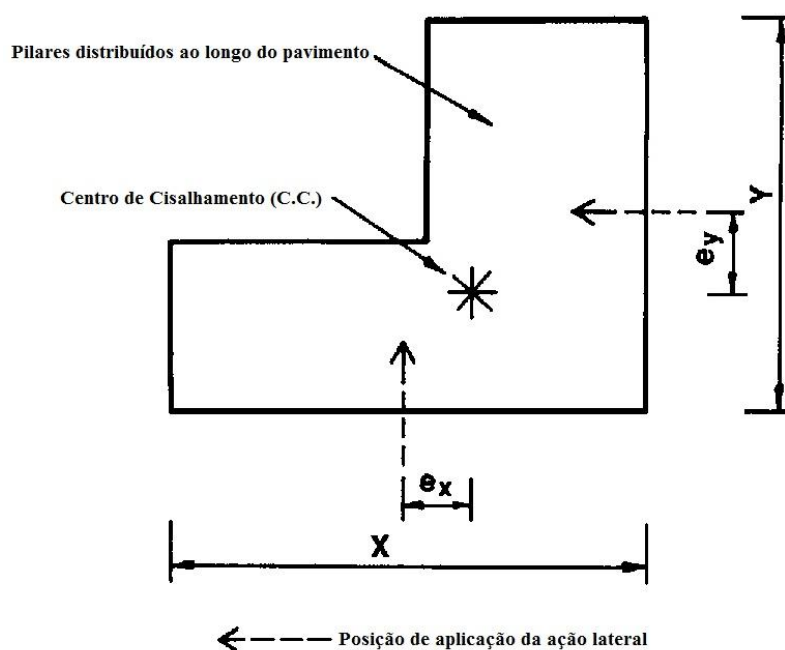


Figura 4. 21 – Excentricidade em edificações com planta em formato de “L” (BASEADO EM: Elliot, 1996).

Considerando que, embora a distribuição de forças nos elementos de contraventamento irá depender de um sistema que é governado pela flexão, cisalhamento ou ambos simultaneamente, apenas um parâmetro é considerado no cálculo da rigidez dos elementos verticais.

Ainda, na consideração da dedução da expressão para o cálculo das parcelas nos elementos verticais, define-se que as paredes de contraventamento (cisalhamento) são paralelas entre si e as mesmas estão dispostas com seus lados maiores paralelos a ação lateral considerada no pavimento. Quando se tem paredes inclinadas no pavimento, que não são muito comuns, pode-se resolver a situação através da utilização de decomposições em eixos verticais e horizontais, em um sistema de coordenadas definido pelo próprio engenheiro (ELLIOT, 1996).

Se as paredes de cisalhamento são compostas por elementos que se cruzam, formando seções do tipo “T”, “T”, “U” ou “L”, como mostrado na Figura 4. 22 – a, é utilizada então a inércia do elemento composto, considerando o cisalhamento na interface entre ambos os lados do elemento. Caso as paredes sejam elementos discretizados, separados pelos pilares da edificação, nenhuma interação entre as “pernas” da parede é considerada, como se verifica na Figura 4. 22 – b.

Um problema específico pode ocorrer quando se tem estruturas em que uma parte baixa da edificação (poucos andares) está ligada a um restante da edificação muito mais alta, como se verifica na Figura 4. 23. Estruturalmente, a melhor situação é isolar as partes de diferentes alturas umas das outras, evitando que possa aparecer no piso rachaduras, da maneira como se verifica na Figura 4. 24 (ELLIOT, 1996).

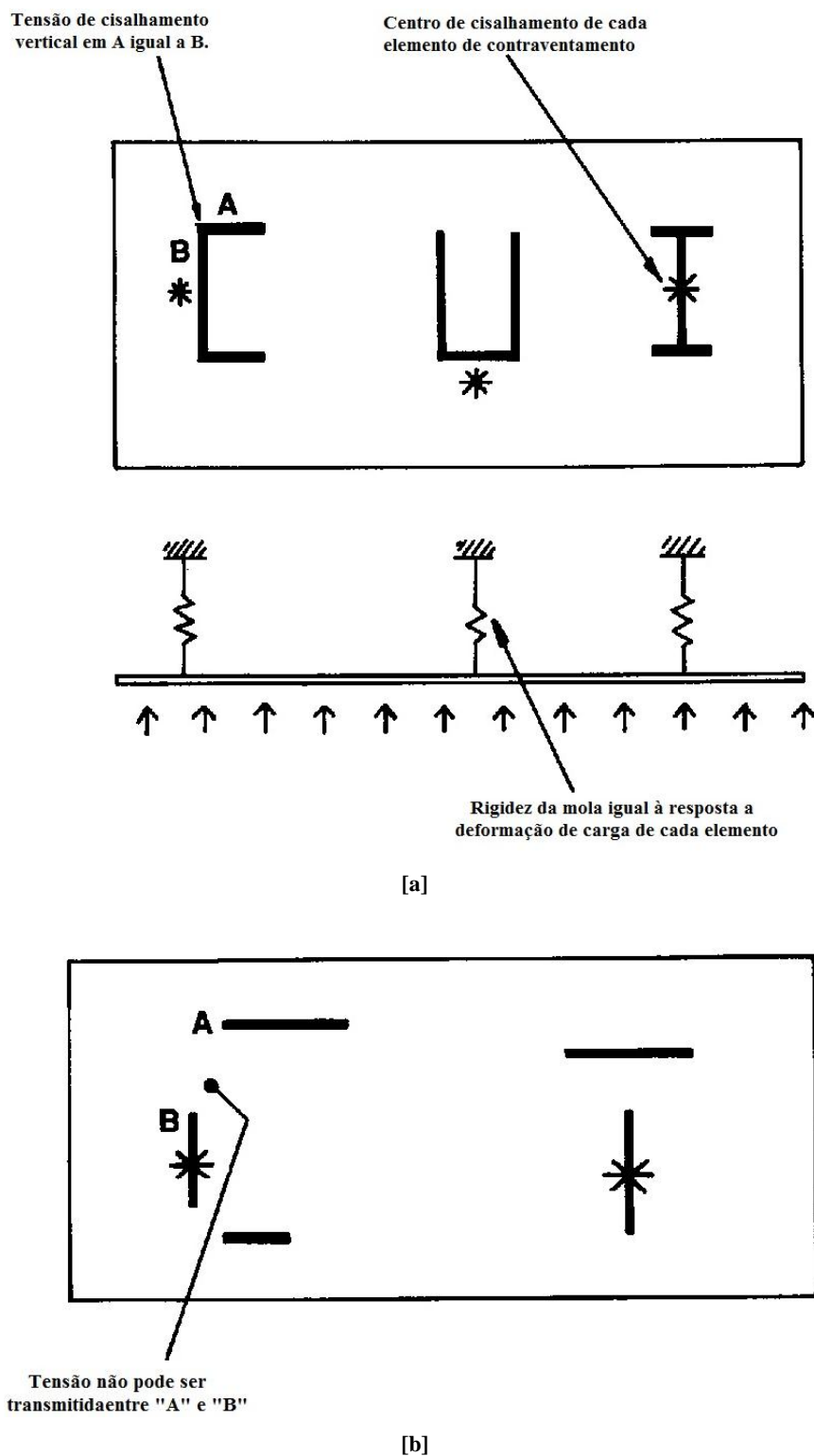


Figura 4. 22 – (a) Distribuição das ações em núcleos rígidos; (b) Distribuição em paredes de cisalhamento (BASEADO EM: Elliot, 1996).

Pode-se observar em Elliot (1996) que em pavimentos não simétricos, o efeito da torção pode ser combatido e equilibrado por paredes dispostas em ângulo reto com a direção da ação lateral considerada, como se verifica na Figura 4. 25. Neste caso, pelo menos três

paredes são necessárias, com no mínimo duas destas (paredes de equilíbrio) em ângulo reto com a ação horizontal.

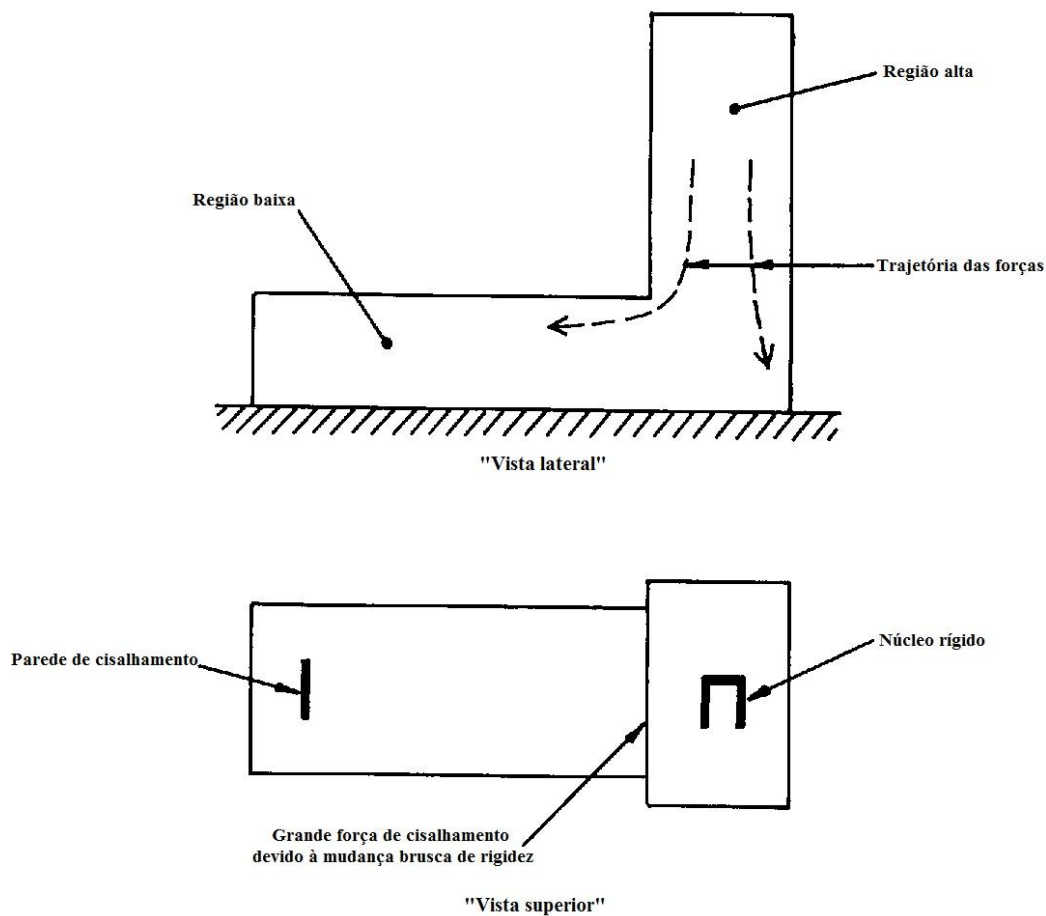


Figura 4. 23 – Efeito de diafragma em edificações juntas de diferentes alturas (BASEADO EM: Elliot, 1996).

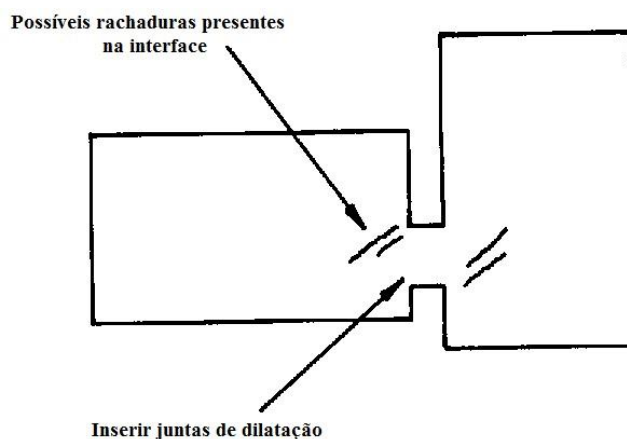


Figura 4. 24 – Comportamento do pavimento com junções estreitas: presença de rachaduras (BASEADO EM: Elliot, 1996).

A partir de alguns experimentos e ensaios em escalas reais com elementos de laje alveolar (que serão vistos em item a seguir deste trabalho) pode-se determinar um formato básico do comportamento das juntas longitudinais entre as placas pré-fabricadas. Para uma relação *Cortante x Deslocamento*, a Figura 4. 26 indica o formato da curva que se obtém pelos ensaios, assim como os principais passos observados ao longo do experimento, sabendo-se que na dobra do tirante inicia-se a ação de pino.

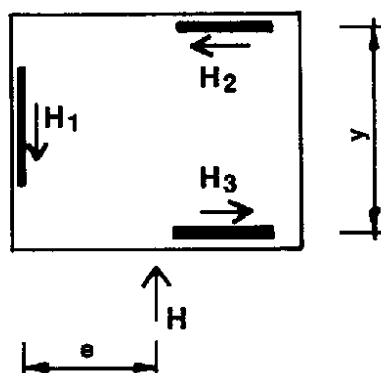


Figura 4. 25 – Sistema balanceado por paredes em diferentes ângulos (FONTE: Elliot, 1996).

A partir dos ensaios, pode-se observar também a relação da força cortante com a abertura da fissura longitudinal entre os dois elementos de laje adjacentes, como se observa na Figura 4. 27.

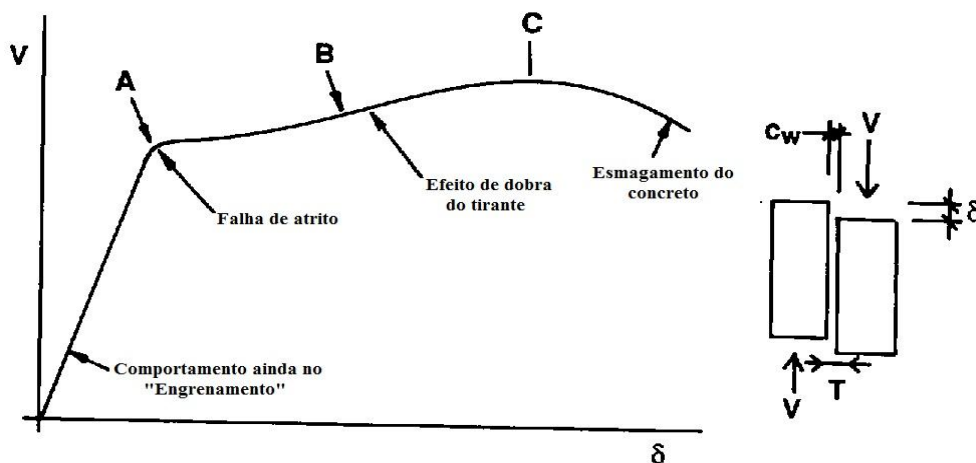


Figura 4. 26 – Gráfico obtido que relaciona a força cortante com o deslocamento relativo das lajes (BASEADO EM: Elliot, 1996).

Quando se fala em diafragma rígido, há ainda uma discussão sobre a necessidade ou não da aplicação de capa estrutural moldada *in loco* sobre os elementos de laje alveolar. Sabe

que a utilização da capa estrutural, de acordo com Elliot (1996) vai contra os preceitos da solução da edificação pré-fabricada, em que se preza pela economia de tempo, preço e pouco consumo de materiais.

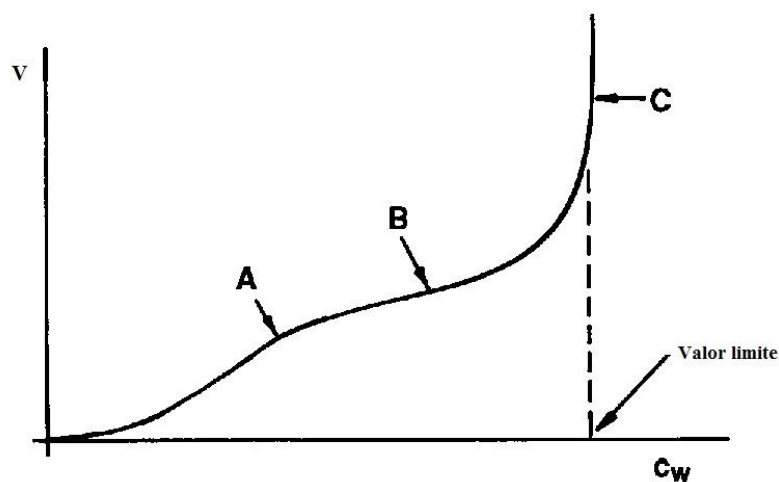


Figura 4. 27 – Relação obtida a partir da análise dos valores de força cortante e abertura da fissura longitudinal (BASEADO EM: Elliot, 1996).

Por fim, pode-se definir ainda o formato padrão do gráfico que relaciona o valor da força cortante com a força de tração nas barras do tirante posicionados sobre as vigas de apoio das lajes, na direção transversal das mesmas. Tal situação é indicada na Figura 4. 28.

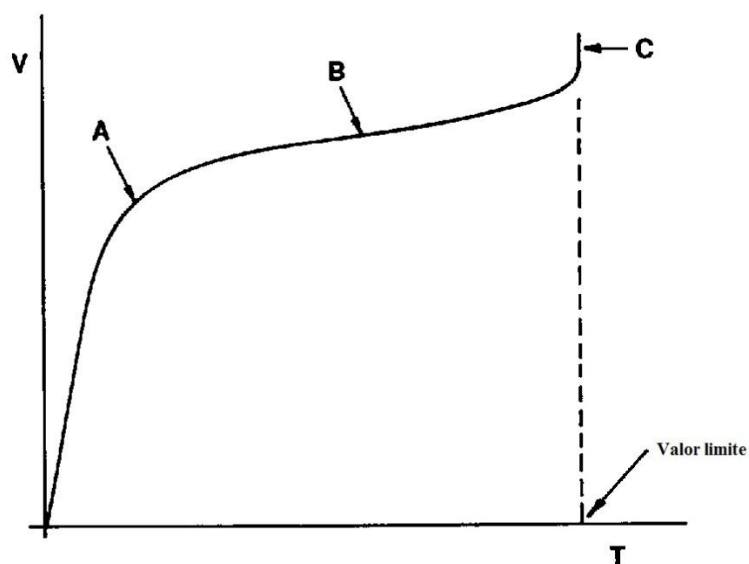


Figura 4. 28 – Relação obtida a partir da análise dos valores de força cortante e tração na armadura do tirante (BASEADO EM: Elliot, 1996).



Pode-se verificar em Elliot (1996) uma referência à situação do comportamento do pavimento como diafragma rígido quando se aplica sobre os elementos de laje alveolar uma capa estrutural. Tem como uma primeira premissa que os elementos de laje alveolar pré-fabricados impedem a capa estrutural de flambagem localizada, quando se considera a ação lateral no pavimento, uma vez que se trata de um elemento bastante fino (com pouca espessura). De acordo com Elliot (1996), quando se tem presente a capa estrutural, as ligações entre os elementos de laje (sejam estas *duplo T* ou alveolar) podem ser ignoradas na análise do diafragma rígido. Novamente se observa a confirmação de que, para um concreto da capa de classe C25, a máxima tensão de cisalhamento permitida é de 0,45 N/mm<sup>2</sup>. Além disso, não se deve executar e considerar como diafragma rígido capas com espessura menor que 40 mm. Por fim, pode verificar em Elliot (1996) indicações referentes a modos de projeto (composição da estrutura) quando se vai considerar o pavimento, com capa estrutural, funcionando como diafragma rígido. Neste caso, nunca se deve determinar uma modulação pelo valor limite de resistência a cisalhamento da capa estrutural e os reforços de armaduras mínimos inseridos no interior da capa (como as telas, por exemplo) devem sempre ser levados e devidamente ancorados nas paredes de cisalhamento ou núcleos rígidos da estrutura.

#### **4.8 Ação diafragma em pavimentos compostos por capa estrutural**

Certos tipos de unidades pré-fabricadas de laje não permitem o funcionamento do pavimento como diafragma rígido devido a alguns motivos, dentre os quais se pode citar:

- Os elementos de ligação entre as unidades pré-fabricadas são muito finos, como no caso das lajes duplo “*T*”, que possuem as flanges (parte superior dos elementos) com espessura normalmente variando de 50 a 75 mm, de acordo com Elliot (2002);
- Os reforços de tirante não podem ser inseridos nas extremidades das lajes, de modo a promoverem a transmissão de esforços para os elementos de contraventamento;
- Quando não há mecanismos de transferência horizontal entre as unidades pré-fabricadas de laje.

Como se verifica em Elliot (1992), o concreto mais comum utilizado para os elementos de laje alveolar protendida é o de classe C50. Neste caso, torna-se característica a aplicação de capa estrutural de concreto com classe C25 a C30, sendo o mais usual o C25.

De acordo com Elliot (2002), onde se possui um pavimento em que se aplicam as condições descritas anteriormente, o efeito diafragma deve ser garantido por outros meios. A escolha a ser feita então, neste caso, é a aplicação de uma capa estrutural sobre os elementos pré-fabricados de laje. Desta maneira, o cisalhamento é conduzido inteiramente pela capa estrutural disposta sobre os elementos de placa. A Figura 4. 29 indica exemplos de aplicação de capa estrutural em dois diferentes elementos de laje pré-fabricada.

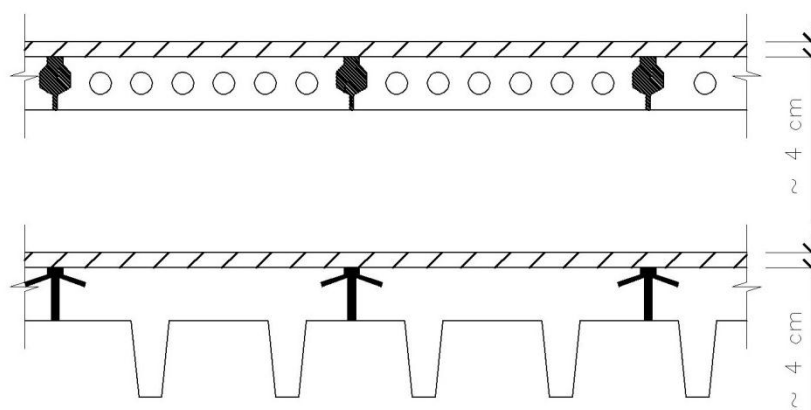


Figura 4. 29 – Capa estrutural sobre elementos de placa (FONTE: NBR9062, 2006).

A mínima espessura de uma capa estrutural é de 40 mm, embora o mais comum é ser realizada com uma espessura que varia de 50 a 75 mm, como se observa em Elliot (2002). No Brasil, as lajes alveolares são, comumente, utilizadas com capa estrutural de espessura 5 cm na região central do elemento estrutural. Devido à contra-flecha do elemento, este valor pode ser maior nas extremidades do elemento estrutural, como indica a Figura 4. 30.

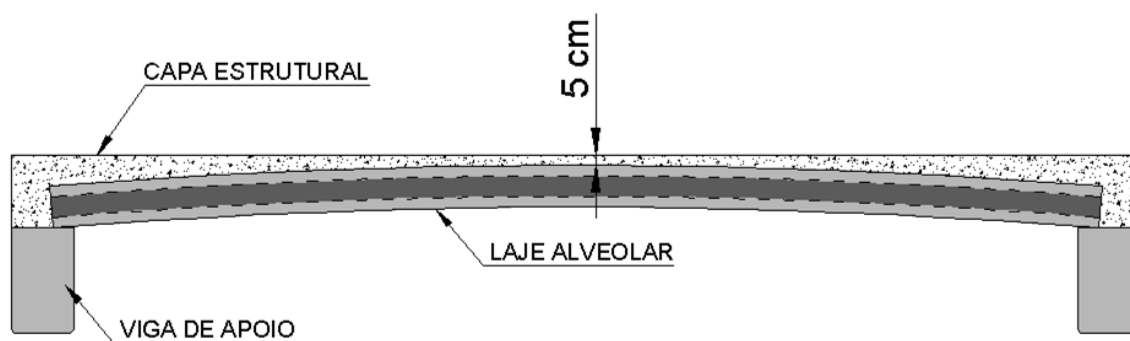


Figura 4. 30 – Capa estrutural sobre elemento de laje alveolar com contra-flecha.

De acordo com Elliot (2002), onde o momento fletor horizontal no pavimento é zero, a tensão de cisalhamento máxima de projeto atuante na capa ( $v$ ), considerando sua espessura média ou o menor valor, é dada pela Equação 4.26:

$$v = \frac{V}{B \cdot h_s} \leq 0,45 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Equação 4.26})$$

Sendo  $V$  o máximo valor da força cortante, considerando o esquema estrutural definido para o pavimento,  $B$  a largura do pavimento (comprimento na direção paralela a ação lateral considerada) e  $h_s$  a espessura da capa estrutural. De acordo com Elliot (2002), onde há a combinação de força cortante e momento fletor,  $B$  é substituído por  $0,8 \cdot B$ .

Podem-se observar algumas indicações, quanto a limitações de tensão, em elementos de concreto, presentes na BS110 (1997). Na norma, observa-se que, a tensão ( $v$ ) na seção de uma viga de largura  $b_v$  e altura útil  $d$ , sob uma força de cisalhamento  $V$ , é dada pela Equação 4.27, que é idêntica a definida por Elliot (2002) em outros termos:

$$v = \frac{V}{b_v \cdot d} \quad (\text{Equação 4.27})$$

É observado que, em nenhuma situação, o valor máximo de  $v$  deve ultrapassar o valor de  $5 \text{ N/mm}^2$  ou  $0,8 \cdot \sqrt{f_{ck}}$ . Entretanto, nestes níveis de valores, é necessária a utilização de armaduras de reforço, como os estribos. De acordo com a BS110 (1997), em alguns elementos estruturais até as armaduras mínimas podem ser omitidas, mas somente quando  $v < v_c$  em toda a seção do elemento. Os valores de  $v_c$  (resistência de cisalhamento do concreto) são apresentados pela norma dependendo da taxa de armadura da seção assim como a geometria da mesma. Os valores de  $v_c$  são dados na Tabela 4.4.

Assim, para uma pequena taxa de armadura de cisalhamento, pode-se observar que os valores de limites de tensão variam de 0,34 a 0,45 MPa. Pode-se observar que é uma relação bem próxima dos preceitos definidos por Elliot (2002), quando o máximo valor da tensão de cisalhamento não deve ultrapassar 0,45 MPa.

Tabela 4.4 – Valores de  $u_c$  com relação a geometria da seção considerada (BASEADO EM: BS8110, 1997).

$\frac{100 \cdot A_s}{b_v \cdot d}$	Espessura Efetiva							
	125	150	175	200	225	250	300	400
	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
$\leq 0,15$	0,45	0,43	0,41	0,40	0,39	0,38	0,36	0,34
<b>0,25</b>	0,53	0,51	0,49	0,47	0,46	0,45	0,43	40,00
<b>0,50</b>	0,67	64,00	0,62	0,60	0,58	0,56	0,54	0,50
<b>0,75</b>	0,77	0,73	0,71	0,68	0,66	0,65	0,62	0,57
<b>1,00</b>	0,84	0,81	0,78	0,75	0,73	0,71	0,68	0,63
<b>1,50</b>	0,97	0,92	0,89	0,86	0,83	0,81	0,78	0,72
<b>2,00</b>	1,06	1,02	0,98	0,95	0,92	0,89	0,86	0,80
$\geq 3$	1,22	1,16	1,12	1,08	1,05	1,02	0,98	0,91

De acordo com o EC2 (2004), onde se aplica a condição definida pela Equação 4.28, não há necessidade se aplicar reforço de armaduras para cisalhamento:

$$V_{Ed} < V_{R,dc} \quad (\text{Equação 4.28})$$

Onde  $V_{Ed}$  é a força de cisalhamento de projeto e  $V_{R,dc}$  é a resistência de projeto do elemento estrutural sem reforço de armadura. O cálculo de  $V_{R,dc}$  depende, dentre outras variáveis, da taxa de armadura longitudinal que corta a seção considerada para análise do cisalhamento. De acordo ainda com o EC2 (2004), tais análises podem ser aplicadas inclusive para pavimentos considerados analogamente como “vigas parede”. Sugere-se, entretanto utilizar-se a tabela definida anteriormente, considerando a taxa de armadura dada pela armadura construtiva (telas) já comumente utilizada no interior da capa estrutural.

A análise da capa sob as ações consideradas podem ser feitas através da analogia da mesma como uma viga comum ou de grande altura. Considerando a mesma como uma viga comum, de acordo com Elliot (2002), a força máxima de compressão na capa, de espessura  $h_s$ , é dada pela Equação 4.29:

$$F_c = 0,45 \cdot f_{ck} \cdot 0,4 \cdot B \cdot h_s \quad (\text{Equação 4.29})$$

Sendo  $f_{ck}$  a resistência característica da capa estrutural.

Assim como observado nas edificações construídas no Brasil, Elliot (2002) define que a armadura de reforço é distribuída uniformemente sobre toda a área do diafragma, em forma de telas soldadas. Todas as barras de reforço que não se encontram perto da zona de compressão, que pode ser tomado como  $0,6.B$  da superfície de compressão, podem ser consideradas como sendo totalmente tracionadas. Se o espaçamento entre as barras de reforço é  $s$ , a força última em tais barras ( $F_s$ ) é definida pela Equação 4.30:

$$F_s = \frac{0,95 \cdot f_y \cdot A_s \cdot 0,4 \cdot B}{s} \quad (\text{Equação 4.30})$$

Sendo  $f_y$  a resistência última das armaduras consideradas, sem minoração.

Considerando um braço de alavanca ( $z$ ) igual a  $0,6.B$  tem-se definidos os momentos resistentes da seção (Equação 4.31) e da armadura presente nesta seção (pavimento) (Equação 4.32), de acordo com Elliot (2002):

$$M_R = 0,108 \cdot f_{ck} \cdot h_s \cdot B^2 \quad (\text{Equação 4.31})$$

$$M_R = \frac{0,228 \cdot f_y \cdot A_s \cdot B^2}{s} \quad (\text{Equação 4.32})$$

Como se observa em Elliot (2002), a tela disposta no interior da capa estrutural deve ser sempre estendida para as paredes de cisalhamento ou núcleos rígidos. Os projetistas estruturais devem ser cuidadosos de modo a não permitir grandes espaços vazios perto das paredes externas de cisalhamento.

Sabendo que o diagrama tensão/deformação definido por Elliot (2002) é o indicado na Figura 4. 31, pode-se definir qual o limite que foi estabelecido para a seção trabalhar, de modo que as Equações 4.29, 4.30, 4.31 e 4.32 sejam validadas.

Pode-se analisar o pavimento considerando o mesmo como uma viga com as seguintes características geométricas:

- Base:  $h_s$  (espessura da capa);
- Altura:  $B$  (largura máxima do pavimento).

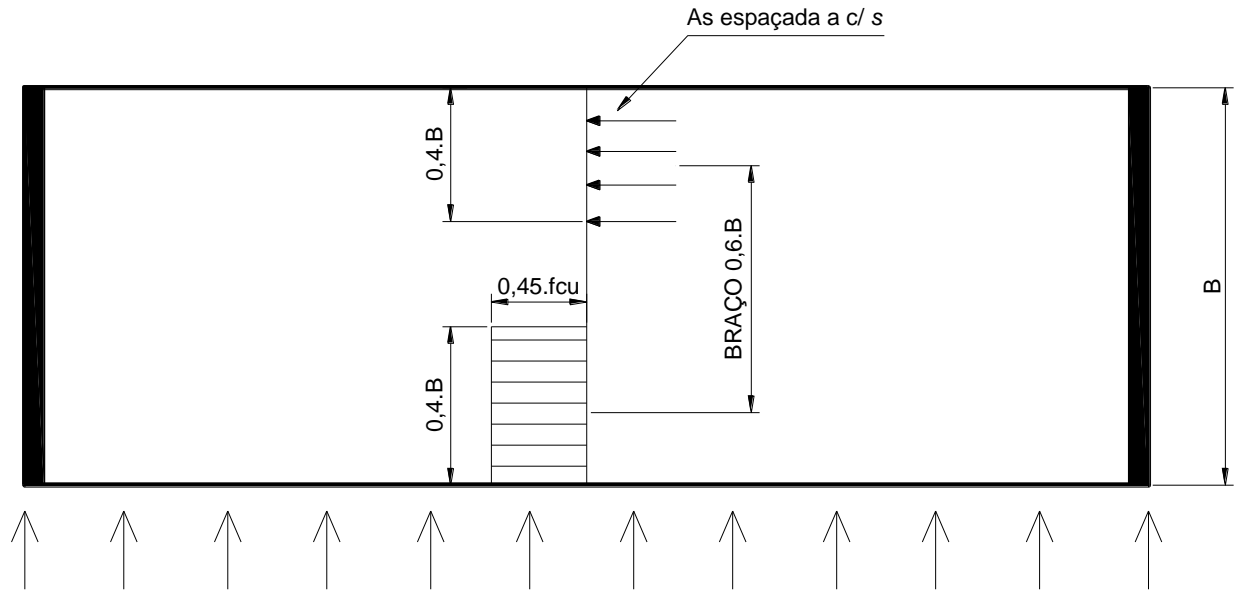


Figura 4. 31 – Diagrama tensão/deformação para a capa estrutural (BASEADO EM: Elliot, 2002).

De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2007), sabe-se que se tem o melhor aproveitamento da seção considerando a mesma trabalhando no limite entre os domínios 3 e 4. Neste ponto, a armadura tracionada já escoou e tem-se o limite máximo de compressão no concreto. Sendo assim, o diagrama de tensões e deformações da seção é dado pela Figura 4. 32.

Como comentado anteriormente, será definido para a seção o limite entre os domínios 3 e 4, conforme indicado na Figura 4. 33.

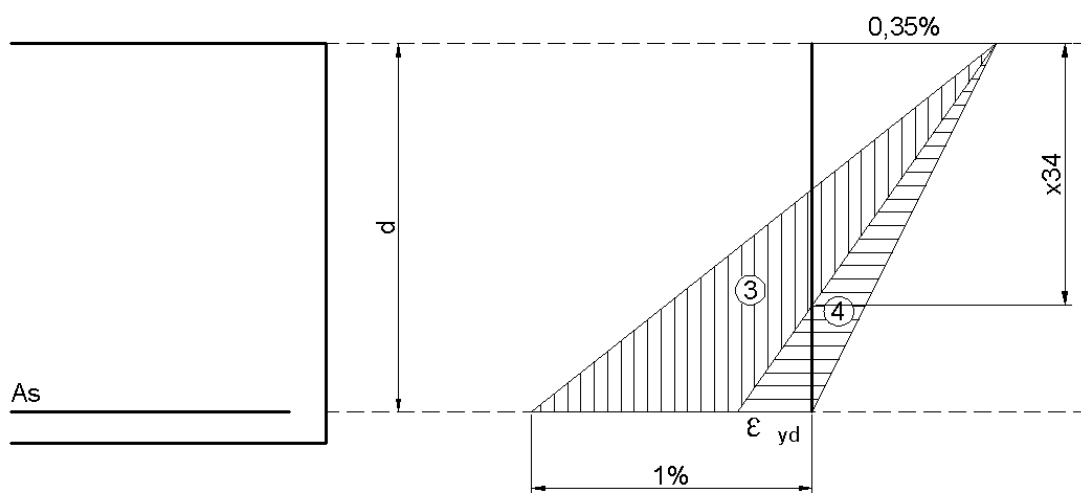


Figura 04

Figura 4. 32 – Diagrama tensão/deformação no limite entre os domínios 3 e 4.

Sabendo que o escoamento das barras da classe CA50 se inicia com uma deformação  $\varepsilon_{yd}=0,207\%$ , por semelhança de triângulos na figura anterior determina-se o valor de  $x_{34}$ , de acordo com a expressão a seguir:

$$\frac{x_{34}}{d} = \frac{0,0035}{0,0035 + 0,00207} = 0,6283$$

$$x_{34} = 0,6283 \cdot d$$

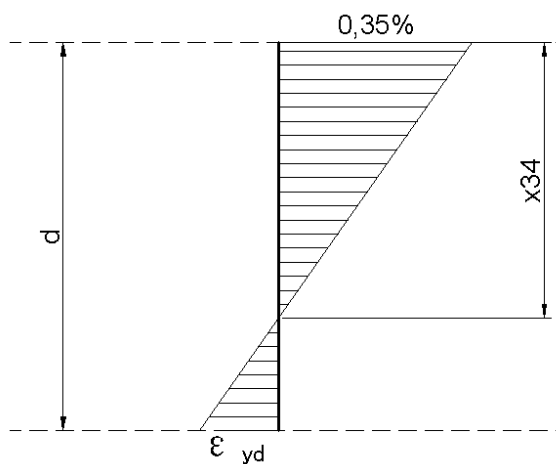


Figura 05

Figura 4. 33 – Definição da altura da linha neutra.

Sabe-se que o digrama de tensões pode ser simplificado por um retângulo de compressão, na parte superior, conforme Figura 4. 34.

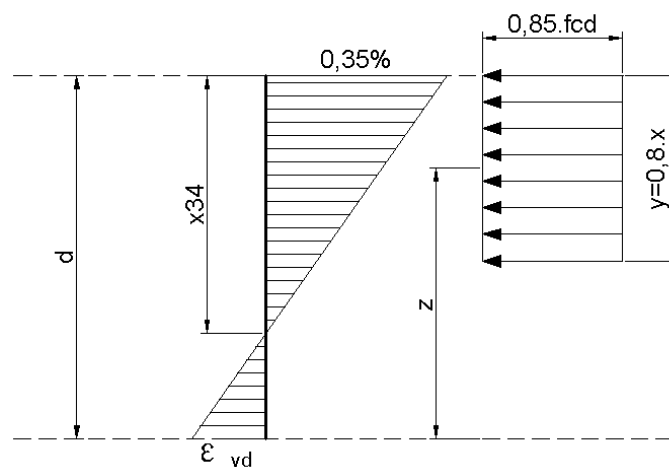


Figura 4. 34 – Definição da altura da linha neutra.

De acordo com Elliot (2002), pode-se considerar para a armadura uma força de tração aplicada em uma região retangular de  $0,4.B$  de altura (sendo  $B$  a largura do pavimento), conforme se verifica na Figura 07.

Como já se determinou o valor de  $x$  para o limite entre os domínios 3 e 4, pode-se reescrever o valor de  $y$ , de acordo com a Equação 4.33:

$$y = 0,8. x = 0,8. (0,6283. d) = 0,503. d \quad (\text{Equação 4.33})$$

Ainda pela Figura 4. 35, pode-se escrever o valor de  $d$  a partir do valor de  $B$  na Equação 4.34:

$$d = B - 0,2. B = 0,8. B \quad (\text{Equação 4.34})$$

Substituindo a Equação 4.34 na Equação 4.33, tem-se a Equação 4.35:

$$y = 0,503. (0,8. B) = 0,402. B \quad (\text{Equação 4.35})$$

Pode-se escrever ainda o valor de  $f_{cd}$  a partir do valor de  $f_{cu}$ :

$$0,85. f_{cd} = \frac{0,85. f_{cu}}{1,4} = 0,6. f_{cu}$$

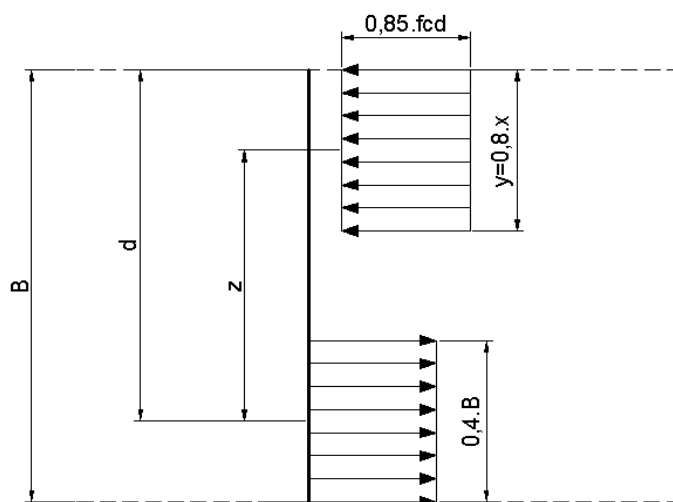


Figura 4. 35 – Diagrama tensão/deformação simplificado.



Assim, o diagrama de tensões pode ser alterado conforme indica a Figura 4. 36. Como se verifica, os valores estão bem próximos àqueles definidos por Elliot (2002). Pode-se observar que o valor do coeficiente de segurança para o concreto é maior na bibliografia analisada, uma vez que se observa o valor de  $0,45.f_{cu}$ . Esta variação é associada à diferença existente entre os resultados de testes obtidos entre corpos de prova cilíndricos e cúbicos. Como se observa no PCI (1998), quando se utiliza capa estrutural em elementos de laje, a mesma deve ter uma espessura que deve variar de 50 a 65 mm. Deste modo, o pavimento funcionando como diafragma pode ser analisado considerando somente a presença da capa estrutural, com as devidas análises.

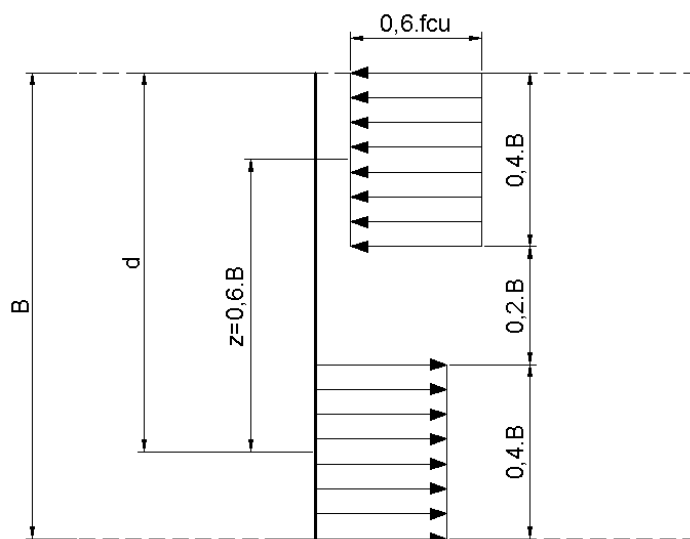


Figura 4. 36 – Diagrama tensão/deformação final obtido pela teoria de vigas.

Como se verifica ainda no PCI (1998) pode-se considerar os reforços presentes nas lajes alveolares, de modo a se verificar o pavimento composto (laje + capa estrutural), porém as tensões entre a capa estrutural e os elementos de laje alveolar devem ser analisadas. A tensão pode ser considerada como distribuída igualmente em toda face superior das lajes, e deve ser limitada em 0,55 MPa. A capa estrutural é sugerida em edificações sujeitas a ações sísmicas, em pavimentos com muitas irregularidades ou pavimentos com grande área com lajes de pequena altura. Já o pavimento sem capa estrutural é sugerido quando o mesmo possui um sistema de distribuição de forças simples, com deformações dentro dos limites aceitáveis (como já verificado neste trabalho).

De acordo com Elliot (1996), a capa estrutural pode ser inserida sobre as lajes, no pavimento, por processos manuais ou mecanizados. O cliente pode optar por já inserir a capa

de modo que a mesma seja o piso final do pavimento, sem necessidade de se aplicar outras camadas de cimento (ou material), evitando também a necessidade de utilização de piso. Esta pode ser uma situação a ser aplicada que possibilita a diminuição de ações verticais a serem consideradas para o dimensionamento das lajes e outros elementos estruturais.

Novamente é verificado em Elliot (1996) que a ação diafragma (advinda do vento ou sismos) pode ser considerada, através da consideração da capa funcionando com uma viga de grande altura na direção paralela à ação lateral considerada. Se a tensão na seção transversal da capa não for superior a  $0,5 \text{ N/mm}^2$  o comportamento a flexão do sistema (capa) não é alterado. Assim, em pavimentos compostos, a capa poderá ter duas funções: 1) servir de composição dos elementos de laje alveolar para aumento da resistência a flexão e cisalhamento dos elementos; 2) contribuir ainda mais no funcionamento do diafragma rígido do pavimento analisado.

Pode-se observar ainda em Elliot (1996) que sempre que se utiliza capa estrutural em pavimentos pré-fabricados, deve-se prever um reforço com malhas de aço (telas) que possuam uma área mínima de 0,13% da área de concreto da seção unitária da capa. As malhas, que são dispostas geralmente no meio da altura da capa estrutural, são ancoradas com reforços nas vigas de borda e contínuas sobre as vigas centrais do pavimento. Devem-se tomar cuidados referentes a emendas das telas, evitando a inserção de mais de três elementos em uma mesma seção. Entre duas telas, o transpasse mínimo requerido é de 30 cm.

#### ***4.9 Análise do comportamento e cálculo de vigas parede para análise de pavimentos como chapa***

De acordo com item 14.8.1 da NBR6118: 2004, a análise linear de elementos com vigas parede, por exemplo, deve ser feita com o emprego de um procedimento numérico adequado, como elementos finitos, elementos de contorno ou diferenças finitas. Entretanto, permite-se representá-la por um elemento linear (barra) desde que, se considere neste caso, as deformações advindas do cisalhamento e um ajuste da rigidez a flexão para que ocorra o real comportamento.

Como se observa na NBR6118: 2004, as vigas parede são tratadas como elementos estruturais especiais, uma vez que se caracteriza por um comportamento que não respeita a hipótese das seções planas, por não serem longos o suficiente para que as perturbações localizadas sejam dissipadas. Como se observa em Carvalho e Faria (2010), em tais

elementos, deve-se majorar as solicitações por um coeficiente  $\gamma_n$ , de acordo com a NBR8681: 2003.

De acordo com Carvalho e Faria (2010), para serem consideradas como viga-parede, as vigas devem possuir uma relação comprimento ( $l$ )/altura( $h$ ) inferior a 2,0, quando se considera apenas um tramo. Para situação de mais apoios, a relação sobe para 3,0. Podem receber carregamentos na sua parte superior ou inferior, conforme indica Figura 4. 37.

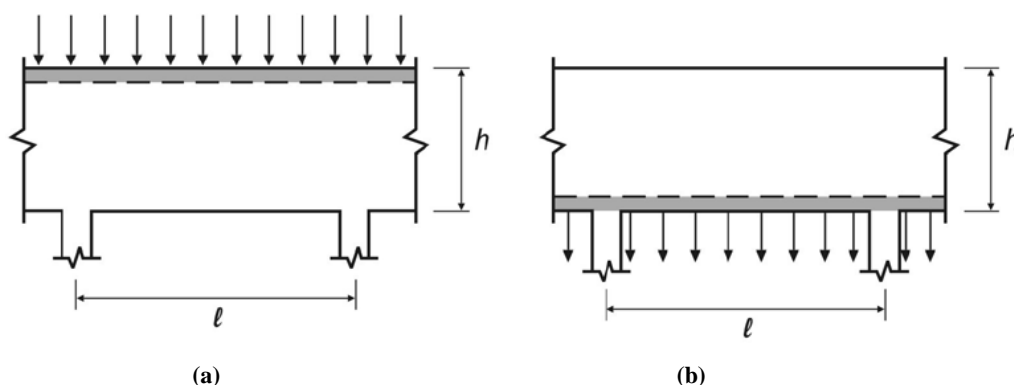


Figura 4. 37 – Tipos de viga-parede com relação ao carregamento: (a) superior; (b) Inferior (FONTE: NBR 6118: 2004).

Deve-se lembrar que está se propondo um modelo de viga-parede de modo a representar o pavimento de laje alveolar (com ou sem capa) sob ação paralela ao plano, advindo do vento. Desta maneira, torna-se muito comum neste caso a presença de furos (local para posicionamento de escadas, elevadores etc.) no elemento ou outras perturbações, que podem influir significativamente no comportamento e resistência do elemento estrutural, como deixa claro a NBR6118: 2004. Para cálculo e dimensionamento de vigas-parede, a NBR6618: 2004 permite o uso dos modelos planos elásticos ou não lineares, bem como modelos biela-tirante. Qualquer que seja o modelo escolhido, ele deve contemplar adequadamente os aspectos descritos anteriormente, com suas devidas particularidades.

De acordo com Carvalho e Faria (2010), o comportamento estrutural das vigas-parede tem algumas características específicas, como por exemplo, a não utilização completa da seção na flexão. A Figura 4. 38 mostra como o braço de alavanca entre as forças resultantes de compressão e de tração na armadura é bem menor (em relação à altura da viga) que nos caso das vigas comuns.

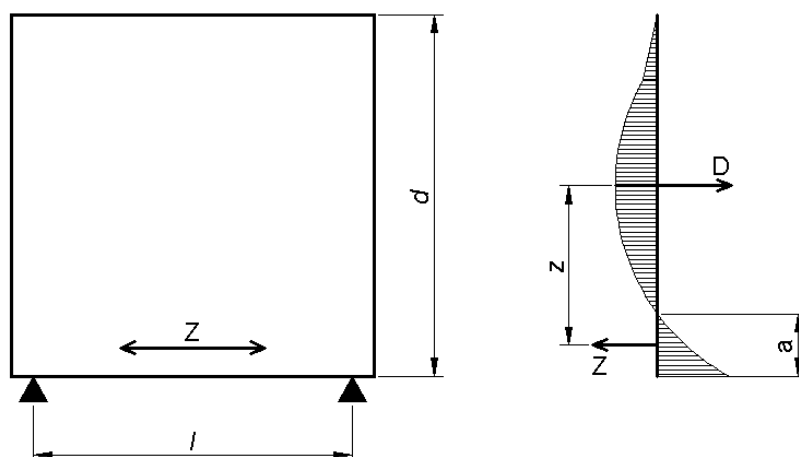


Figura 4. 38 – Distribuição de tensão na seção transversal de uma viga parede e as correspondentes resultantes de força de compressão (D) e de tração (T). (BASEADO EM: Leonhardt e Monnig, 1975).

Como se verifica na NBR6118: 2004, os tirantes (armadura longitudinal na direção de  $l$ ) não devem ser inseridos em poucas camadas, mas sim cobrir toda a zona que é efetivamente tracionada (valor de  $a$  indicado na figura anterior). Considerando a utilização de um sistema estrutural bi-apoiado, tal armadura deve estar disposta a uma altura de  $0,15.d$ , de baixo para cima.

A armadura de flexão deve sempre ser prolongada até os apoios e devidamente ancorada. Sugere-se não utilizar ganchos no plano vertical do elemento (direção de  $d$ ), mas sim elementos de ancoragem no plano horizontal (direção da espessura do elemento). A Figura 4. 39 indica a armação padrão desse elemento estrutural.

De acordo com Carvalho e Faria (2010), o vão  $l$  da viga-parede é dado pelo menor dos seguintes valores:

- A distância entre os eixos dos apoios;
- Ou, distância livre entre as faces dos apoios multiplicada por 1,15.

Como a viga parede não é eficaz nem à flexão e nem ao cisalhamento, os experimentos mostram que a altura efetiva ( $h_e$ ) a ser usada nas expressões mostradas a seguir é o menor dos dois valores:

- O vão  $l$ ;
- A altura total  $d$ .

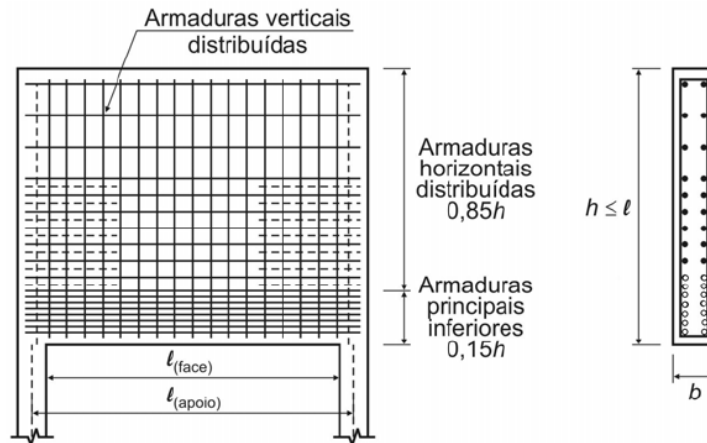


Figura 4. 39 – Armadura típica de viga-parede (FONTE: NBR 6118, 2004).

Pode se dizer que as verificações geométricas se iniciam para a situação em que se deve evitar a flambagem do elemento estrutural. Assim, com carga uniformemente distribuída, deve-se ter para a espessura da viga parede o valor  $b$  definido a seguir pela Equação 4.36:

$$b \geq \frac{l_0}{8} \cdot \sqrt[3]{\frac{q_d}{f_{cd} \cdot h_e}} \quad (\text{Equação 4.36})$$

Assim como a flambagem, o cisalhamento também define a condição da largura  $b$  da viga-parede, conforme Equação 4.37:

$$b \geq \frac{5 \cdot l_0 \cdot q_d}{f_{cd} \cdot h_e} \quad (\text{Equação 4.37})$$

Sendo:

- $l_0$  o vão livre entre apoios;
- $q_d$  a carga atuante de cálculo;
- $f_{cd}$  resistência de cálculo do concreto;
- $h_e$  a altura.

Quando se está utilizando uma viga parede para simular o pavimento de uma edificação, para analisar o efeito diafragma, a verificação da espessura mínima pode ser desprezada, uma vez que existem outros elementos na estrutura que travam o elemento de

placa, como as vigas de apoio das lajes, que podem eliminar os problemas globais ou localizados no piso.

Os esforços são obtidos nestes elementos da mesma maneira que se faz em vigas comuns. Em relação a força cortante de cálculo ( $V_d$ ), deve-se obedecer a relação contida na Equação 4.38, de acordo com Carvalho e Faria (2010):

$$V_d \leq 0,10 \cdot b \cdot h_e \cdot f_{cd} \quad (\text{Equação 4.38})$$

As resultantes de compressão no concreto ( $D$ ) e de tração na armadura ( $T$ ) são dadas pela Equação 4.39:

$$D = T = \frac{M_d}{z_e} \quad (\text{Equação 4.39})$$

Sendo:

$z_e = 0,2 \cdot (l + 2 \cdot h_e)$  para vigas bi-apoiadas;

$z_e = 0,2 \cdot (l + 1,5 \cdot h_e)$  para vigas contínuas;

Assim, a armadura de tração é dada pela Equação 4.40:

$$A_s = \frac{T}{f_{yd}} \quad (\text{Equação 4.40})$$

Desta maneira, esta verificação para determinação da altura do braço de alavanca ( $z$ ) torna-se um método alternativo ao definido por Elliot (2002) e indicado na Tabela 4.1 desta dissertação. Entretanto, pode-se chegar à conclusão que no desenvolvimento das expressões chega-se aos mesmos limites e valores de  $z$  definidos por ele. Tem-se, por exemplo, para uma viga bi-apoiada, o seguinte limite, segundo a NBR6118: 2004:

$$\frac{L}{H} = 2$$

$$L = 2 \cdot H$$

Sabe-se também, que de acordo com a NBR6118: 2004, o braço de alavanca para uma viga bi-apoiada é dado pela Equação 4.41:

$$z = 0,2. (L + 2. H) \quad (\text{Equação 4.41})$$

Mas:

$$z = 0,2. (2. H + 2. H)$$

$$z = 0,2. (4. H)$$

$$z = 0,8. H$$

Comparando-se o valor obtido pelas análises anteriores, pode-se verificar que os valores finais foram idênticos, considerando o valor definido por Elliot (2002) em comparação com a NBR6118: 2004. Desta maneira, o projetista deve ficar atento na análise e dimensionamento do diafragma de modo a se avaliar as dimensões dos lados, para que o método de análise mais real seja aplicado.

#### **4.10 Experimentos realizados com lajes funcionando como diafragma**

Pretende-se neste item discorrer sobre três diferentes trabalhos que consideram a aplicação de lajes alveolares protendidas funcionando como diafragma rígido. Observa-se nos dois primeiros trabalhos a serem comentados experimentos em escala real, com a utilização de laje alveolar sem capa estrutural. No terceiro trabalho, podem-se verificar modelos numéricos montados de modo a se verificar o comportamento do pavimento. Neste trabalho, são observados modelos desenvolvidos com e sem capa estrutural.

O desenvolvimento deste capítulo torna-se interessante de modo a se mostrar a origem de muitas variáveis já mostradas e utilizadas neste trabalho, que muitas vezes não têm uma origem teórica, mas somente experimental.

##### **4.10.1 Trabalho desenvolvido por Davies *et al***

Pode-se dizer que o trabalho desenvolvido por Davies *et al* (1990) limita-se ao estudo de como algumas características do pavimento influem os mecanismos de transferência de

cisalhamento. Características estas que estão implícitas no projeto desenvolvido para o pavimento.

Como se observa em Davies *et al* (1990), o projeto de um pavimento com lajes alveolares considerando o efeito diafragma é um problema de análise das juntas e distribuição e transferência de cisalhamento nas mesmas. Deve-se tomar alguns cuidados quando se procede a análise de um pavimento, pois existem nas juntas entre os elementos pré-fabricados pequenas fissuras que surgem devido a retração do concreto utilizado para o preenchimento entre os elementos. Tal fissura deve ser considerada nas simulações numéricas ou nos ensaios realizados em modelos de tamanho real, como indica Davies *et al* (1990).

Nota-se que há uma falta de dados relacionados às estruturas de grande porte, em que se utiliza o pavimento composto por elementos individuais de lajes alveolares. Assim, considerando-se a análise do trabalho, pode-se perceber que os modelos utilizados nos ensaios contemplam situações bem realistas, considerando os tipos de materiais utilizados, métodos executivos no canteiro de obras e a geometria dos elementos estruturais (das lajes e elementos de apoio). Desta maneira, pela análise do trabalho de Davies *et al* (1990) pode-se ter uma idéia sobre a influência de algumas variáveis no comportamento do pavimento de laje alveolar funcionando como diafragma. As variáveis em questão foram as seguintes:

- Presença de fissuras ao longo das juntas longitudinais entre lajes adjacentes;
- Largura de tais fissuras;
- Influência de barras funcionando como “pino”;
- Diferença entre carregamentos cíclico e único.

Para análise do *Dowel Action* (Ação de Pino), podem-se criar dois modelos diferentes: o primeiro com a barra de reforço (tirante) cruzando perpendicularmente a fissura; no segundo modelo, tal barra pode ser isolada (com bainha) na região da fissura longitudinal. Como se verifica no trabalho realizado, antes do atrito de cisalhamento nas juntas longitudinais, a barra do tirante não foi solicitada quanto à ação de pino. Como se observa na Figura 4. 40, após a perda instantânea de carga (valor de  $V$ ), nos experimentos 2 e 3, a recuperação da carga foi conseguida exclusivamente pelo *Dowel Action*. Já no experimento 4, onde se considerou a barra do tirante isolada na região, não se observou esse ganho significativo de resistência após a falha inicial de atrito de cisalhamento.



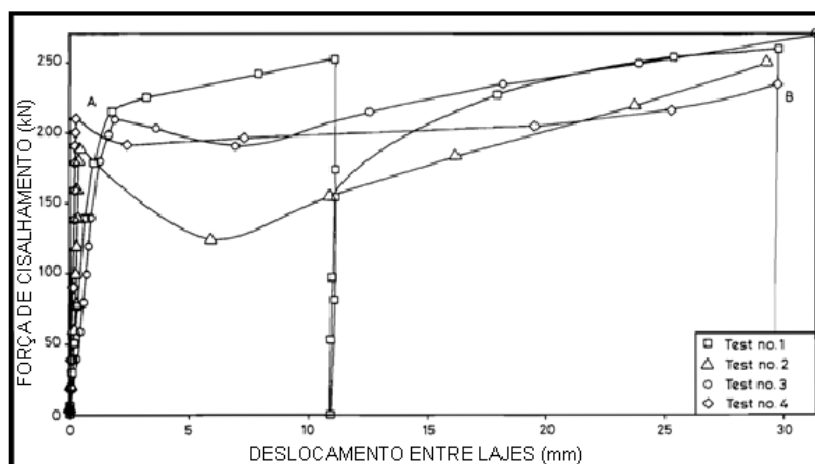


Figura 4. 40 – Verificação do ganho de resistência devido ao *Dowel Action* (BASEADO EM: Davies *et al*, 1990).

Como se observa pela figura anterior, a falha dos modelos se deu após um deslocamento relativo entre os elementos de laje (*slip*) maior que 30 mm. Nestes casos, houve um esmagamento progressivo e divisão do preenchimento *in loco* ao longo das vigas de apoio das lajes utilizadas nos testes.

A partir do ensaio no qual se compara a resistência do pavimento com e sem a atuação da ação de pino, pode-se chegar a algumas conclusões, a partir da análise da Tabela 4. 5. O ponto A na tabela representa o momento da falha do atrito de cisalhamento na junta para os testes com carga única (monotônica). Já o ponto B representa o fim do teste pela limitação dos equipamentos e excesso de deslocamentos.

Na segunda coluna da tabela estão indicados os valores de força cortante na qual houve rompimento pela falha de atrito de cisalhamento, e já na quarta coluna o valor da força para o rompimento final. Assim, pode-se observar que em todos os casos houve um ganho de resistência e possibilidade de aumento do valor de V (do ponto A para o ponto B). Entretanto, no TESTE 4, onde a ação de pino foi evitada, observa-se que o ganho foi bem menor do que nos outros três casos.

Elliot (2002) e Davies *et al* (1990) comentam que, devido a uma possibilidade de retração do concreto de preenchimento entre as juntas longitudinais, sempre deve ser considerada um fissura inicial nesta região. Para esta contemplação, no ensaio em questão, tal fissura foi induzida na região, com o auxílio dos macacos. De modo comparativo, algumas fissuras foram induzidas fora da junta. Deve-se lembrar que, no caso da fissura na junta, a área a ser distribuída a força cortante diminui, causando assim um valor elevado de tensão.

Tabela 4. 5 – Resistência do pavimento nas falhas dos mecanismos de transferência (BASEADO EM: Davies *et al*, 1990).

TESTE	FORÇA DE CISALHAMENTO (PONTO A) (kN)	TENSÃO DE CISALHAMENTO (PONTO A) (N/mm <sup>2</sup> )	FORÇA DE CISALHAMENTO (PONTO B) (kN)	RIGIDEZ (K <sub>s</sub> ) (kN/mm)	ATRITO DE CISALHAMENTO (μ)
1	215	0,90	259	210	5,08
2	189	0,34	250	589	18,33
3	209	0,87	270	178	5,42
4	210	0,38	235	1083	26,23

Com os ensaios realizados, pode se ter uma idéia da origem de algumas constantes e coeficientes utilizados na análise dos pavimentos como diafragma e já indicadas em itens anteriores deste trabalho. Caso este do coeficiente de atrito  $\mu$ , existente nas juntas longitudinais, que será comentado a seguir.

#### a) Atrito de cisalhamento ( $\mu$ )

Pela análise do trabalho de Davies *et al* (1990), a força de cisalhamento nas juntas das lajes provocam tração nas barras dos tirantes, dispostas perpendicularmente a essa força. A força em tais barras provoca o aparecimento de tensões normais às juntas longitudinais entre lajes, com indica a Figura 4. 41.

Tal tensão é necessária para que o pavimento tenha o efeito diafragma pelo atrito de cisalhamento ( $\mu$ ) que aparece nas juntas longitudinais. A Figura 4. 42 indica o gráfico que relaciona a força de cisalhamento ( $V$ ) aplicada entre as lajes e a respectiva força de tração ( $T$ ) obtida nas barras do tirante.

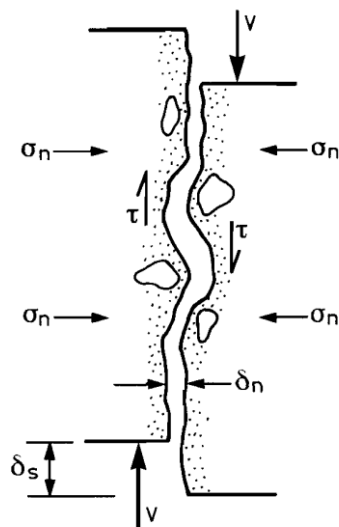


Figura 4. 41 – Tensões normais às juntas longitudinais (FONTE: Davies *et al*, 1990).

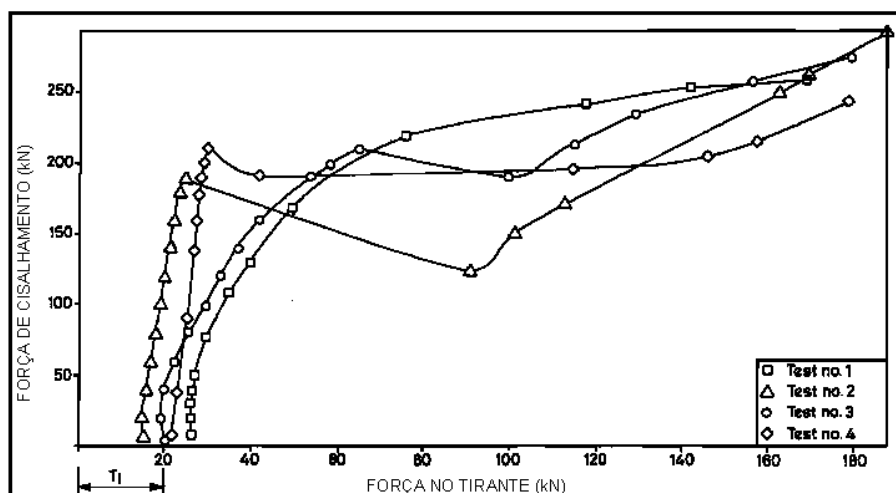


Figura 4. 42 – Relação da força cortante e a tração nas barras do tirante (BASEADO EM: Davies *et al*, 1990).

Os valores de  $\mu$  podem ser obtidos a partir do gráfico mostrado na figura anterior, para cada experimento. Por análise de regressão linear entre os pontos compreendidos entre  $V$  de 40 a 160 kN, por exemplo, pode-se traçar uma reta e o coeficiente angular da mesma (tangente) representa o valor de  $\mu$ , conforme Equação 4.42.

$$\mu = \frac{V}{T} \quad (\text{Equação 4.42})$$

Como se verifica no trabalho, os valores de  $\mu$  encontrados variam de aproximadamente 5 a 26, que são praticamente os mesmos valores definidos por Elliot (2002).

Em todos os casos, os valores obtidos foram superiores aos definidos pela BS8110 e ACI318, quando os mesmos fazem referência às juntas de concreto simples não confinado.

### b) Rigidez ao cisalhamento horizontal ( $K_s$ )

De modo a se analisar e satisfazer o estado limite de utilização do pavimento, com relação à deformação e rachaduras, a análise da rigidez da junta longitudinal se torna importante.

Como comentado anteriormente, foi possível se observar com os ensaios os deslocamentos longitudinais entre duas unidades adjacentes de laje alveolar. A Figura 4. 43 indica a variação da força cortante ( $V$ ) na junta com relação ao respectivo deslocamento longitudinal ( $\delta_s$ ). Os resultados indicados em tal figura referem-se aos ensaios com carga única (monotônica) nos elementos estruturais.

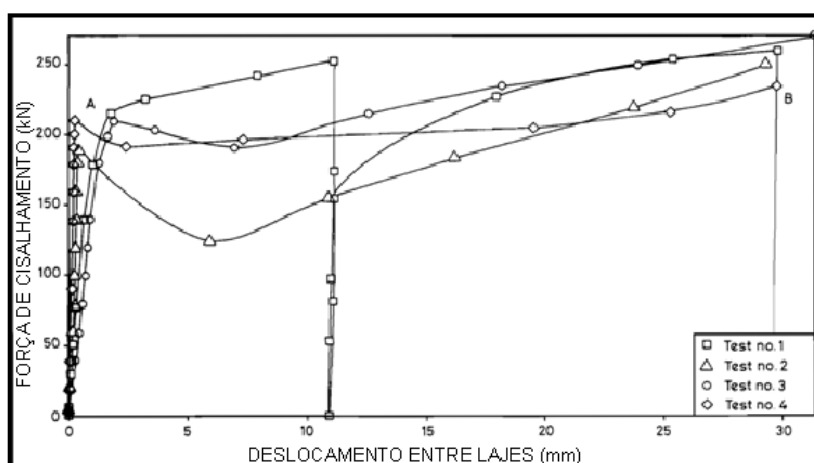


Figura 4. 43 – Relação da força cortante e a deslocamento longitudinal (BASEADO EM: Davies *et al*, 1990).

A Figura 4. 44 é parte da figura anterior para deslocamentos observados até 3,5 mm. Novamente, a partir de uma análise de regressão linear da região inicial das curvas e com o valor da tangente da reta obtida, determina-se o valor de  $K_s$ .

Pode-se observar no trabalho de Davies *et al* (1990) que, nos ensaios com carga cíclica, a rigidez  $K_s$  da junta vai diminuindo com o aumento do ciclo de cargas, juntamente com a observação de deformação residual entre os elementos estruturais. A Figura 4. 45 indica este comportamento para os diversos ensaios com carga cíclica realizados (diferentes curvas). Pode-se determinar que, entre os ciclos 1 e 2, a diminuição da rigidez foi da ordem de 22%, e já entre os ciclos 2 e 3, a diminuição é da ordem de 19%. Segundo os autores, quando

o tempo entre a aplicação de uma carga e outra é grande, o concreto do preenchimento ganha resistência, podendo haver então um aumento de  $K_s$  entre dois ciclos consecutivos.

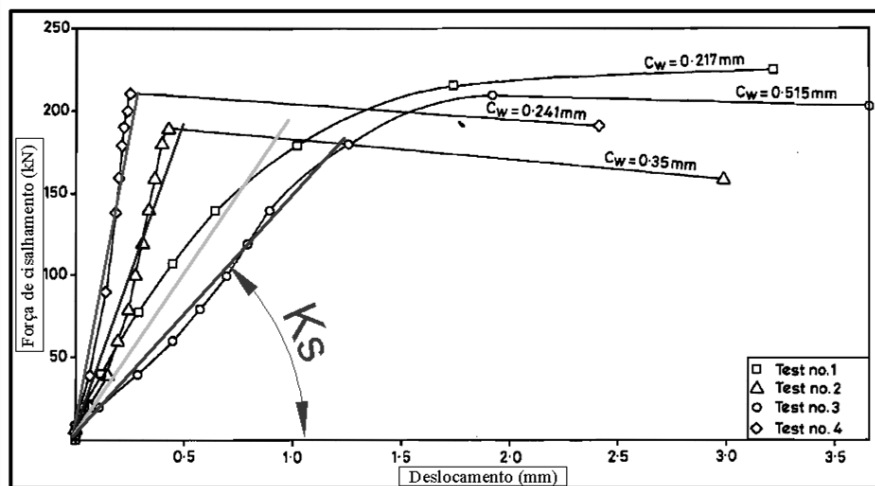


Figura 4. 44 – Método de determinação da rigidez (BASEADO EM: Davies *et al*, 1990).

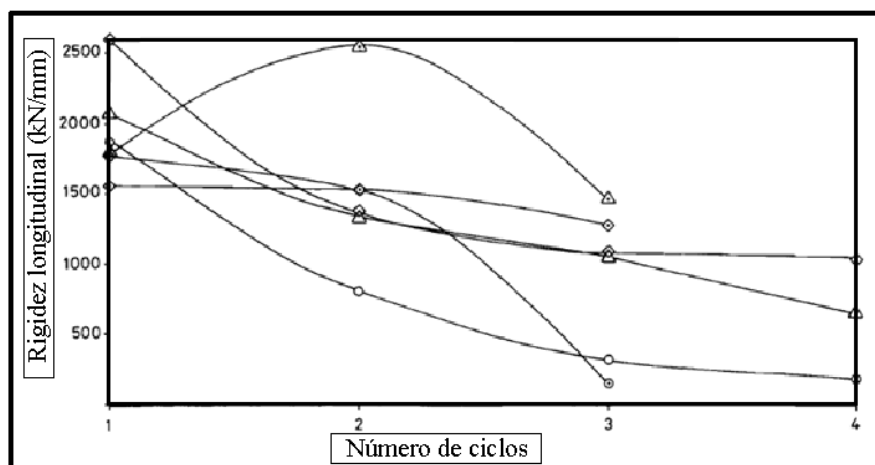


Figura 4. 45 – Diminuição da rigidez com o aumento de número de ciclos de carga (BASEADO EM: Davies *et al*, 1990).

### c) Tensão de cisalhamento ( $\tau$ )

Pela realização dos ensaios, podem-se analisar também os valores de tensões obtidos nas juntas entre os dois elementos de laje, considerando as diferenças entre as fissuras longitudinais inseridas nos modelos.

Como comentado anteriormente, Davies *et al* (1990) define para os ensaios dois diferentes tipos de fissuras: aquelas induzidas na direção da junta longitudinal e aquelas induzidas no próprio elemento pré-fabricado. Tais diferenças provocaram diferentes tensões

medidas ao longo das juntas, com relação ao deslocamento final entre unidades pré-fabricadas. A Figura 4. 46 indica o gráfico que relaciona a tensão na junta com o deslocamento entre placas. A análise de tais valores é interessante por permitir a determinação de alguns coeficientes de segurança que se obtiveram nos ensaios, considerando os valores obtidos com aqueles definidos pelas literaturas e documentos normativos estrangeiros.

Como se observa pelo gráfico da figura, em todos os casos as tensões de ruptura foram maiores que os valores definidos pelas bibliografias em questão, como o ACI318 e a BS8110. O menor valor medido nos ensaios (falha do atrito de cisalhamento) foi de  $0,34 \text{ N/mm}^2$  (para o TESTE 2). Utilizando-se os coeficientes de segurança definidos por Davies *et al* (1990), que é 1,4 para ação de vento e 1,25 para a resistência do concreto em cisalhamento, pode-se determinar o fator de segurança com relação ao valor definido para a BS8110, pela Equação 4.43:

$$F.S. = \frac{1,40 \times 1,25 \times 0,34 \text{ N/mm}^2}{0,23 \text{ N/mm}^2} \cong 2,60 \quad (\text{Equação 4.43})$$

Já para o ACI318, o fator de segurança pode ser definido pela Equação 4.44:

$$F.S. = \frac{1,40 \times 1,25 \times 0,34 \text{ N/mm}^2}{0,275 \text{ N/mm}^2} \cong 2,15 \quad (\text{Equação 4.44})$$

Entretanto, é para o valor definido pela *FIP Recommendations* que se obtém o maior fator de segurança (*F.S.*), que é de 3,40.

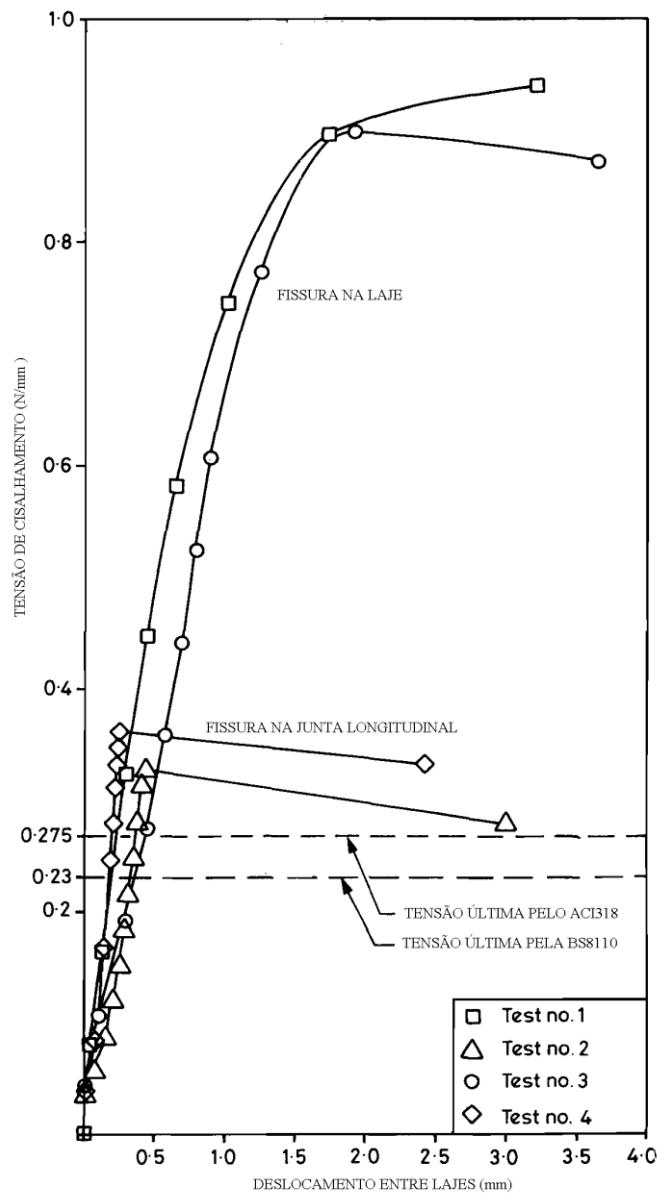


Figura 4. 46 – Relação da tensão de cisalhamento com o deslocamento das placas alveolares (BASEADO EM: Davies *et al*, 1990).

#### 4.10.2 Trabalho desenvolvido por Elliot *et al*

Pela análise do trabalho desenvolvido por Elliot *et al* (1992), pode-se definir que o escopo do trabalho refere-se ao desenvolvimento de um método de projeto no qual se determine a resistência e a rigidez do piso, considerando-o como diafragma rígido. A investigação do modelo estrutural é feita de duas maneiras distintas, considerando uma análise experimental (com modelos em escala real) e outra teórica. No trabalho experimental pretende-se analisar a deterioração da rigidez de cisalhamento, com o aumento da magnitude e ciclos de carga sobre o modelo construído. Já no trabalho teórico pretende-se desenvolver

expressões para a resistência de cisalhamento e rigidez das juntas. Além disso, separar os efeitos de *Engrenamento (Aggregate Interlock)* e *Ação de Pino (Dowel Action)*, apresentando um modelo analítico, para que se promova a determinação de  $V_u$  e  $K_s$  (força cisalhante máxima e rigidez, respectivamente) para uma grande gama de pavimentos.

Pode-se dizer que o arranjo experimental do modelo utilizado neste trabalho é semelhante ao discutido no item anterior dessa dissertação. Novamente foram utilizadas duas unidades alveolares, com preenchimento *in loco* da região sobre as vigas de apoio e nas juntas longitudinais. Na direção transversal às lajes, sobre as vigas de apoio, foram utilizadas como tirante uma ou duas cordoalhas de 12,7 mm. Foram realizados cinco testes diferentes, sendo que em cada um deles apenas uma característica foi alterada. Pode-se dizer que o TESTE 1 foi a referência para comparação dos outros quatro testes. Assim como no outro trabalho discutido, no TESTE 2 a ação de pino foi omitida da situação. Já no TESTE 3 a largura da fissura inicial (presente nas juntas longitudinais) foi diminuída. No TESTE 4 foram inseridas, sobre as vigas de apoio, duas linhas de cordoalhas como tirante. No TESTE 5, a condição de apoio foi alterada, trocando-se o elemento por uma peça pré-fabricada em formato “L”.

A seguir, será comentado sobre alguns importantes resultados obtidos com o ensaio destas cinco estruturas.

#### a) Tensão de cisalhamento

De acordo com Elliot *et al* (1992), o resultado mais importante dos experimentos é a determinação e análise da tensão de cisalhamento ao longo das juntas longitudinais. Tal tensão depende da área de contato efetiva entre duas lajes adjacentes. De acordo com os autores, o TESTE 3 foi o que apresentou o menor coeficiente de segurança com relação aos valores definidos pelas normas internacionais. Tal resultado pode ser observado no teste no qual se aplicou um dos concretos com menor resistência obtida e com menor largura da fissura inicial. Entretanto, em todos os casos, os valores obtidos (não para a carga de ruptura) foram maiores que o valor máximo limitado pela FIP em análises de estado limite último, que é de  $0,1 \text{ N/mm}^2$ .

#### b) Rigidez ao cisalhamento longitudinal

Novamente, os valores de  $K_s$  foram obtidos a partir da análise dos gráficos de  $V$  (força de cisalhamento) X  $\delta_s$  (deslocamento das lajes). De acordo com Elliot *et al* (1992), nos testes em que a carga cíclica foi até próxima à carga de ruptura (TESTES 1, 2 e 3), obteve-se uma



grande deterioração de  $K_s$  e grande deformação residual  $\delta_t$ . Já nos TESTES 4 e 5, onde a carga cíclica foi mais distante da carga de ruptura, a degradação de  $K_s$  foi bastante reduzida, com uma deformação residual praticamente desprezável.

### c) Tração nas armaduras do tirante

Como verificado no outro artigo analisado nesta dissertação, as forças nos tirantes são responsáveis por gerar o atrito de cisalhamento na junta longitudinal (região perpendicular aos tirantes). Pela análise da Figura 4. 47, que indica a relação da força cortante com a força no tirante, pode-se perceber uma grande diferença quando se considera as lajes carregadas próximas a ruptura (Figura 08 – a) e aquelas em que o carregamento é mais leve (Figura 08 – b).

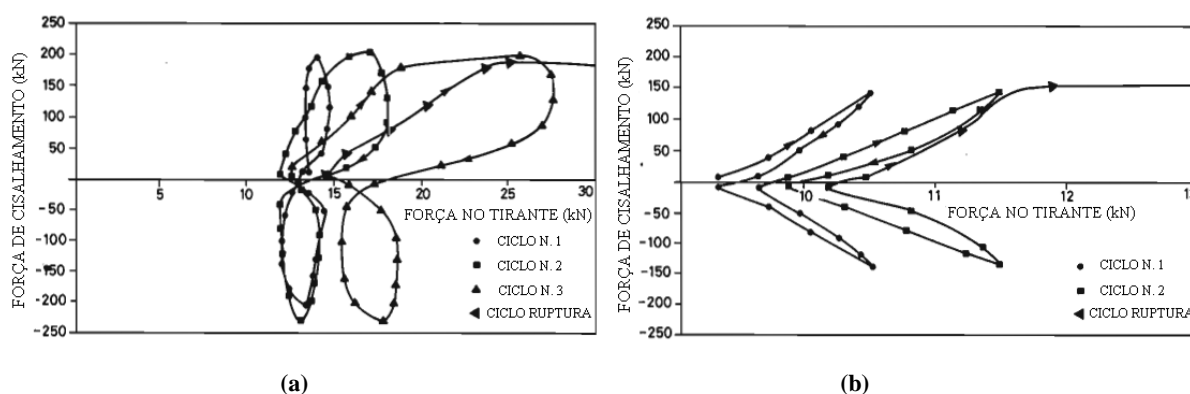


Figura 4. 47 – Força nos tirante a partir do cisalhamento V: (a) Situação da laje próxima a ruptura; (b) Situação da laje longe da ruptura (BASEADO EM: Elliot *et al*, 1992).

Pode- verificar, entretanto, que em qualquer caso a força máxima em cada uma das barras do tirante foi inferior à resistência máxima de tração do fio, que neste caso é de 165 kN.

### d) Variação da espessura da fissura longitudinal com o deslocamento longitudinal

A variação da espessura da fissura ao longo da junta longitudinal, em função do deslocamento das placas, é dada na Figura 4. 48.

De acordo com os autores, o formato “U” do gráfico representa o realinhamento das partículas do concreto de preenchimento na interface dos elementos pré-fabricados. Nota-se também um aumento na espessura da fissura da mesma magnitude do deslizamento observado, para uma ação crescente de número de ciclos, que em termos de atrito de cisalhamento trata-se de um aumento significativo.

### e) Modos de falha

De acordo com Elliot *et al* (1992), o atrito de cisalhamento é garantido se o *Aggregate Interlock* age nas asperezas existentes na fissura longitudinal entre as lajes. Nos TESTES 1 a 4, onde os apoios são formados por vigas moldadas *in loco*, o modo de falha no mecanismo de pino se deu por esmagamento e divisão do concreto nas proximidades da articulação longitudinal e ao longo das barras do tirante. Já no TESTE 5, onde se aplicou como apoio das lajes vigas pré-fabricadas, a falha se deu por fissuração da tensão diagonal e formação de fissura ao longo da articulação entre a viga e a extremidade das lajes. De acordo com os autores, esta quebra pode ter ocorrido pela retração do concreto de preenchimento sobre a viga.

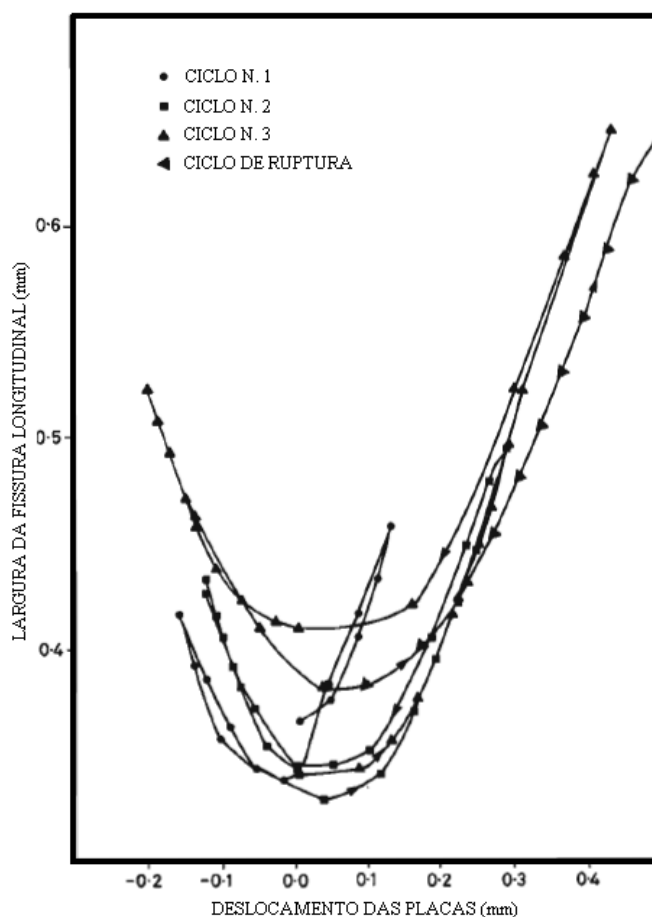


Figura 4. 48 – Largura da fissura com relação ao deslocamento das placas para o teste cíclico 1.

### f) Contribuição e efeito das vigas pré-fabricadas de apoio

De acordo com os autores, a presença da viga pré-fabricada no apoio das lajes causou um aumento considerável da rigidez  $K_s$  e da resistência ao cisalhamento  $V$ , quando se

compara este ensaio com um idêntico (TESTE 1), mas que não possui a viga pré-fabricada. Pode-se dizer, entretanto, que esse aumento da rigidez  $K_s$  não foi maior do que o valor obtido no TESTE 4, no qual se inseriu uma barra a mais de tirante. Isso ocorre pois, antes da falha inicial de atrito de cisalhamento, a rigidez axial é fornecida exclusivamente pela viga pré-fabricada, pois a força no tirante na região *in loco* permaneceu nula, até o momento da falha. Quando a ruptura ocorreu, o desenvolvimento das fissuras se deu através das vigas pré-fabricadas, e tanto os tirantes com os reforços longitudinais atuaram juntos, gerando uma rigidez alta, que foi suficiente para conter a ampliação da fissura. Sem as vigas pré-fabricadas de apoio, uma grande rigidez de cisalhamento foi mantida após a ruptura inicial de atrito de cisalhamento.

Pretende-se a seguir comentar-se sobre alguns resultados teóricos obtidos no trabalho de Elliot *et al* (1992). Não foi o escopo do trabalho desenvolvido pelos autores demonstrar passo a passo a determinação das expressões analíticas para futura comparação com os resultados experimentais. Desta maneira, o objetivo do trabalho teórico é a criação de modelos analíticos que podem ser aplicados para prever a carga de deformação e ruptura de determinado modelo.

Inicialmente Elliot *et al* (1992) estudaram modelos analíticos para interferência do *Aggregate Interlock* no funcionamento do diafragma rígido. Para tal, considera-se uma pequena região da junta longitudinal separada (Figura 4. 49 – a) e a seguir sua simplificação (Figura 4. 49 – b) para início de montagem dos vetores que representam as decomposições de forças existentes nesta interface.

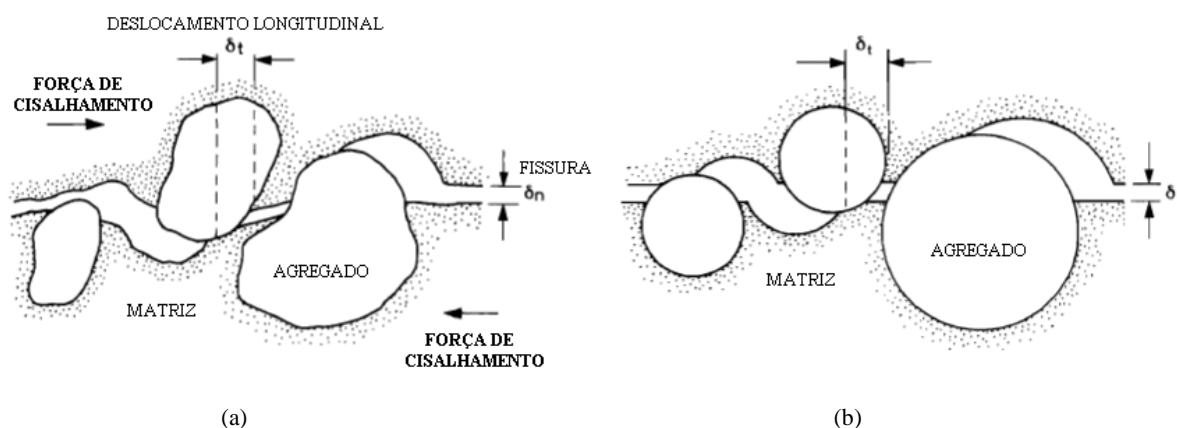


Figura 4. 49 – Trecho da junta longitudinal entre lajes: (a) Modelo real; (b) Modelo simplificado (BASEADO EM: Elliot *et al*, 1992).

Durante os deslocamentos que ocorrem devido à força de cisalhamento, as áreas de contato entre as esferas (agregados) e a matriz (argamassa), vão diminuindo. Isso faz com que as tensões existentes em tais pontos vão aumentando. A partir das condições de equilíbrio de uma única partícula do esquema anterior, pode-se determinar a resistência do material da matriz.

Elliot *et al* (1992) promoveram a comparação entre os resultados obtidos do TESTE 2. De acordo com os autores, as previsões ficaram dentro de 10% de diferença. A Figura 4. 50 indica os valores teóricos e experimentais sobrepostos.

A comparação entre os valores obtidos pode levar a algumas conclusões, de modo a se complementar os estudos experimentais realizados. De acordo com Elliot *et al* (1992), a falha do atrito de cisalhamento se deu quando a largura da fissura existente entre placas foi menor que 0,9 mm. Assim, considerando-se questões de projeto, a largura máxima da fissura que deverá existir entre as lajes é de 0,5 mm.

Com a realização dos trabalhos experimentais, os autores ainda propõem algumas recomendações de projeto, quando se considera um pavimento com lajes alveolares sem capa estrutural funcionando como diafragma rígido. A primeira delas diz respeito às barras do tirante (e pino), que devem ser inseridas sobre as vigas de apoio aproximadamente na metade da altura da laje alveolar, de modo a garantir a compactação e utilização completa do concreto ao redor das barras, conforme ilustra a Figura 4. 51.

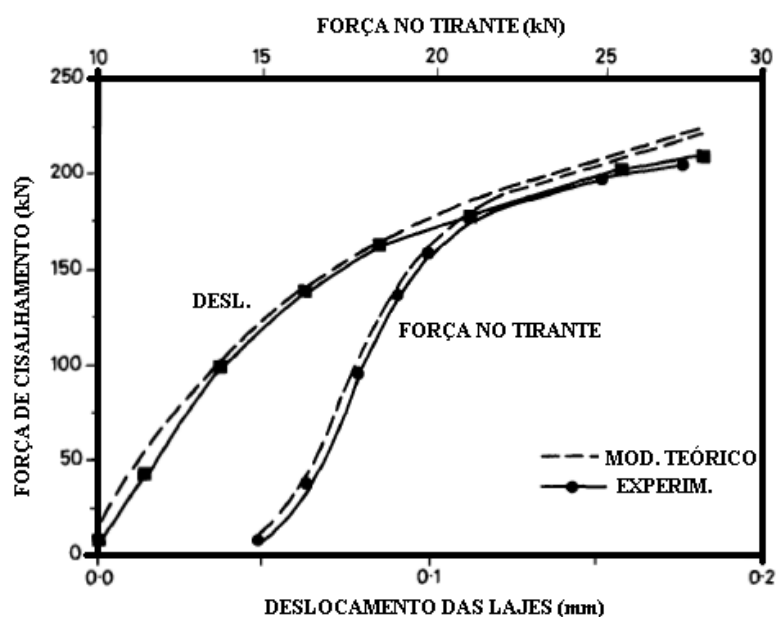


Figura 4. 50 – Comparação entre os resultados teóricos e experimentais para a carga de ruptura do sistema (BASEADO EM: Elliot *et al*, 1992).

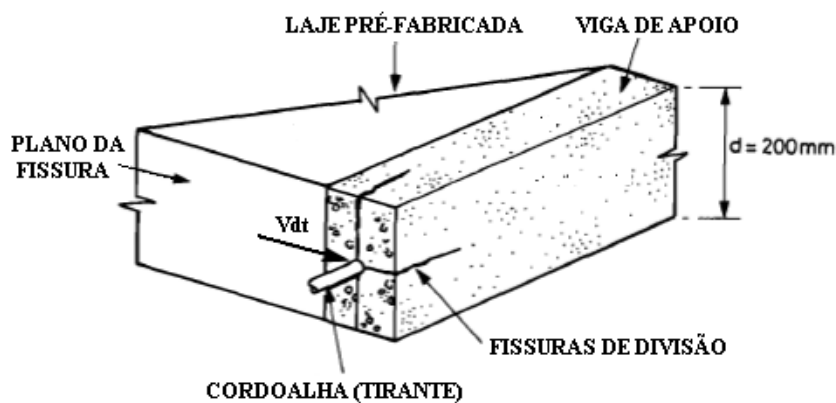


Figura 4. 51 – Possibilidade de fissuras ao redor da barra que funciona com ação de pino (BASEADO EM: Elliot *at al*, 1992).

Considerando agora as barras funcionando a tração (tirante), os autores sugerem que na ancoragem das barras (extremidades) deve ser considerada pelo menos 115 kN. Os mesmos podem ser ancorados, em suas extremidades, em pelo menos dois alvéolos abertos das lajes, que são preenchidos no momento do preenchimento das juntas longitudinais e transversais.

## 5. *Informações sobre o diafragma rígido em documentos internacionais*

As lajes alveolares compõem um tipo especial de pavimento no qual os elementos inseridos possuem os núcleos sem concreto, ou seja, ocos, de modo a aliviar o peso próprio da estrutura. Elas podem ser armadas ou mais comumente protendidas.

Como comentado, os núcleos são inseridos nos elementos, ao longo da direção longitudinal, de modo a permitir um alívio no peso próprio. A seção transversal que se obtém pela presença dos núcleos deve ser suficiente para inserção das cordoalhas e criar um elemento estrutural que atenda todos os limites de estado limite último e serviço definidos por normas. As cordoalhas protendidas são a única armadura desse elemento estrutural, e não possuem armadura para resistir ao cisalhamento. A resistência do elemento ao cisalhamento, portanto, depende exclusivamente da resistência do concreto utilizado ao cisalhamento. Por esta razão, a qualidade do concreto deve ser constante, controlada e certificada em todos os estágios de produção.

Este elemento tem sido amplamente empregado internacionalmente, como pode ser visto a partir do fato de que quase todos os códigos de construção internacionais dedicam pelo menos um parágrafo para as lajes alveolares e isentá-las da obrigação de usar reforço contra o cisalhamento.

Quanto à força de cisalhamento, que depende apenas do concreto, sem armadura específica, há grande quantidade de documentos científicos sobre pesquisas, estudos, testes de laboratório, testes em obras e códigos. Entre estas, especial importância é atribuída aos seguintes documentos, devido a sua seriedade e profundidade de análise:

- FIP “Guide to good practice – Composite floor structures”, 1998;
- FIB “Hollow core manual”, Junho de 2006;
- FIB “Bulletin 43” – Structural connections for precast concrete buildings”, 2008;
- FIB “Bulletin 6” – Special design considerations for precast prestressed hollow core floors”, 2000;

- P.C.I. “Manual for the design of hollow core slabs (USA)”, 1998;
- P.C.I. “Connections Manual, Partes 1 a 4”, 2008;
- BS EN1168 “Precast concrete products – Hollow core slabs”, 2005;
- BS8110 “Structural use of concrete”, 1997;
- ASSAP “The hollow core floors design and applications”, 2002;

**a) Manual ASSAP (2002):**

A Associação dos Produtores de laje alveolar da Itália (ASSAP) publicou, em 1982, um manual guia, de modo a promover o elemento laje alveolar como piso em edificações de grande altura. Atualmente, mais da metade das fábricas do país fazem parte desta associação. O manual desenvolvido representa um documento de regulamentação para as empresas de pré-fabricados, sejam elas associadas ou não. É um documento que contém o conhecimento adquirido pelos participantes da associação, através de pesquisas e estudos específicos. Tais informações podem ser usadas pelos fabricantes não só para a produção do elemento em específico, mas também de todo um pavimento composto por tais elementos.

O documento produzido pela associação indica informações sobre o histórico da utilização de lajes alveolares em pisos, assim como as características geométricas do elemento isolado, detalhes e modos de produção bem como processos de montagem na obra. Aos poucos, vai mostrando particularidades inerentes ao dimensionamento e cálculo do elemento isolado, considerando as condições de apoio do elemento e adições de reforço *in loco*.

Há indicações também referentes ao projeto do pavimento como um todo, considerando a aplicação desses elementos alveolares individuais. Uma dessas indicações faz referência às ligações necessárias entre os elementos (executados sem capa estrutural) para que eles desempenhem na estrutura o efeito diafragma. Pode-se notar que não há grande desenvolvimento do assunto no documento.

O Manual ASSAP (2002) define que um pavimento composto por lajes alveolares, sem capa estrutural, é determinado como tendo um comportamento de diafragma quando consegue transferir as forças horizontais, advindas do vento ou sismos, para os elementos verticais de contraventamento. Para garantir este comportamento, há necessidade de se realizar algumas verificações:

- A verificação do pavimento é feita considerando a deslocabilidade dos elementos de contraventamento da estrutura, que servem de apoio para o pavimento;

- Entre cada elemento de laje que compõe o pavimento há conexões, assim como um sistema de tirantes que engloba todo o pavimento, para garantir a transmissão dos esforços horizontais;
- O sistema de tirantes deve ser dimensionado de modo a resistir todas as forças de tração advindas da flexão e força cortante.

O sistema de tirantes e reforços proposto pelo Manual ASSAP (2002) é definido na Figura 5. 1

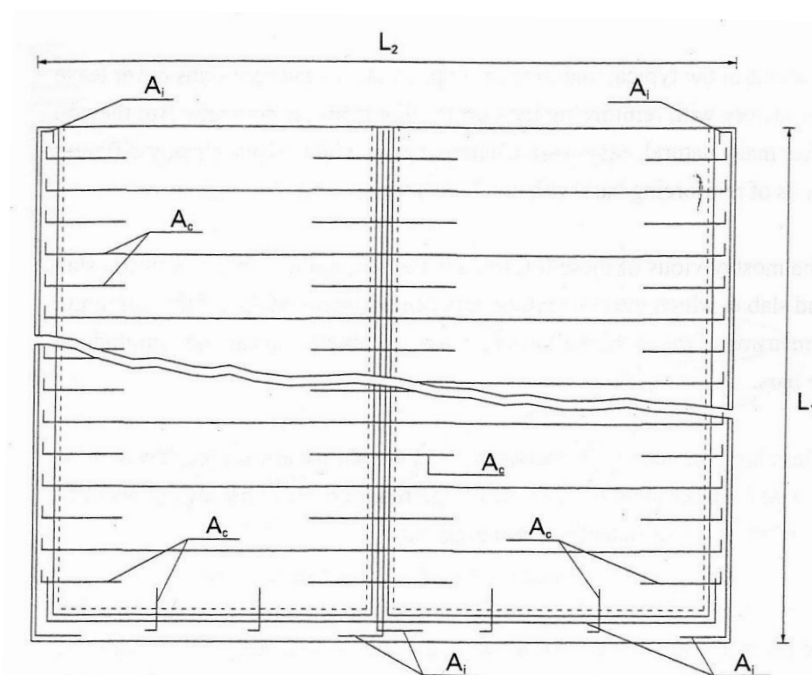


Figura 5. 1 – Possíveis conexões existentes em um pavimento com laje alveolar sem capa (FONTE: Manual ASSAP, 2002)

Com base na figura anterior, pode-se definir os valores mínimos requeridos para os valores de  $A_C$  (área das barras de conexão lateral e longitudinal) e  $A_i$  (área dos tirantes do perímetro):

- Em regiões não sísmicas:  $A_i \geq 300 \text{ mm}^2$ ;
- Em regiões sísmicas:  $A_i \geq 400 \text{ mm}^2$ ;
- Em todos os casos:  $A_C \geq 33,3 \text{ mm}^2/\text{m}$ .

O modelo básico de cálculo definido pelo manual considera a representação do pavimento, apoiado sobre os contraventamentos da edificação, como uma viga de grande



altura (viga parede), sujeita a uma ação lateral em seu plano advinda da ação de vento, por exemplo. Para uma avaliação simplificada da distribuição dos esforços, pode-se fazer:

$$M_{max} = \frac{q \cdot l^2}{8}$$

$$V_{max} = \frac{q \cdot l}{2}$$

$$N_{trac/comp} = M_{max}/H$$

Sendo  $q$  a ação lateral distribuída;  $l$  a distância entre apoios (considerando somente dois) e  $H$  o braço de alavanca considerado para a seção, que é de  $0,8.B$ , sendo  $B$  a largura total do pavimento.

A resistência das juntas longitudinais às forças de cisalhamento é obtida principalmente pelo processo de fabricação das lajes, que cria uma rugosidade em seu perfil lateral. O valor limite definido pelo manual, para a máxima tensão ao longo da junta longitudinal, é de  $0,1 \text{ N/mm}^2$ . O comportamento de um pavimento, como diafragma rígido, é essencial para a estabilidade de uma edificação de múltiplos pavimentos, não só em locais sujeitos a sismos, mas também para as ações de vento.

Pela análise do Manual ASSAP (2002), pode-se constatar que as definições sobre o dimensionamento do diafragma são mais simplificadas do que aquelas definidas por Elliot (2002). A explanação sobre o dimensionamento das armaduras de reforço, considerando a aplicação de capa estrutural, não é considerada neste documento.

#### **b) Documento da FIB (2006):**

No documento da FIB (2006), observa-se que há também somente um sub-capítulo tratando do pavimento funcionando como diafragma rígido, novamente sem capa estrutural. Há divisões referentes a considerações de projeto, projeto e dimensionamento dos tirantes e definição das ações horizontais que podem atuar na estrutura.

Inicialmente o documento define, em uma representação genérica, como e onde são distribuídas as forças de cisalhamento que se derivam dos esforços atuantes na estrutura, como a própria força cortante e o momento fletor, que são advindos do esquema estrutural e modelo de cálculo considerado para o pavimento. Considerando a distribuição dos esforços no plano do pavimento, os sistemas de tirantes devem resistir às estes esforços decorrentes. O

arranjo do sistema de reforço no pavimento depende da disposição das lajes com relação à ação lateral considerada. Na Figura 5. 2 pode-se ver uma disposição padrão considerando as lajes dispostas paralelamente a ação lateral.

O documento indica que deve haver uma área de contato mínima entre duas lajes adjacentes (já considerando a perda de 30 mm na altura da laje devido a não possibilidade de preenchimento total das juntas). Esta área de contato deve proporcionar uma tensão máxima nas juntas de 0,5 MPa.

Os valores do braço de alavanca ( $z$ ), para determinação do tirante, são definidos como fez Elliot (2002), ou seja, depende da relação geométrica dos lados do pavimento em planta. Assim, para o caso das lajes dispostas como na figura anterior, a tração máxima a ser considerada para dimensionamento do tirante, é definida como em Elliot (2002), a partir da Equação 5.1.

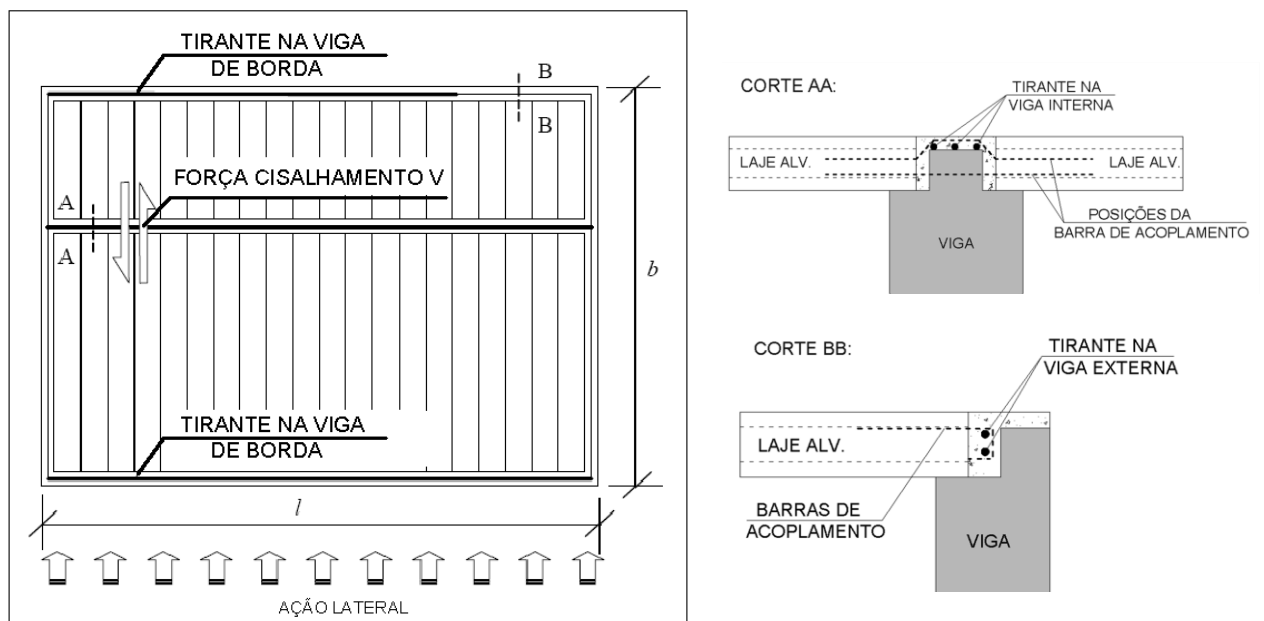


Figura 5. 2 – Disposição padrão das armaduras de reforço: laje paralela a ação (BASEADO EM: FIB, 2006).

$$F_t = F_{t,V} + F_{t,M} = \frac{V_y}{(n+1) \cdot \mu'} + \frac{M_h}{z} \quad (\text{Equação 5.1})$$

Sendo  $\mu'$  o coeficiente de atrito, já definido em Elliot (2002), no Boletim 6 FIB (2000) com um método analítico e nos trabalhos de Davies *et al* (1990) e Elliot *et al* (1992) de forma experimental. As outras variáveis são idênticas as já apresentadas por Elliot (2002).

Tem-se, entretanto, o caso das lajes dispostas perpendicularmente a ação lateral, como é o caso da situação indicada na Figura 5. 3. O reforço de tirantes, nas juntas transversais internas, para cada módulo do pavimento, deve ser calculado com base na Equação 5.2:

$$V_i = \frac{1,5 \cdot V \cdot l_{sl}}{b} \quad (\text{Equação 5.2})$$

Sendo  $b$  a largura total do pavimento e  $l_{sl}$  dado na Figura 5. 3.

Os valores da força  $V_i$  mudam de acordo com o diagrama de força cortante  $V$ . Para simplificação, pode ser aceito um valor constante de  $V_i \approx V_{i,Max}$  em todas as juntas transversais do pavimento. Desta maneira, a força de tração para o dimensionamento do tirante nas juntas transversais é dada pela Equação 5.3.

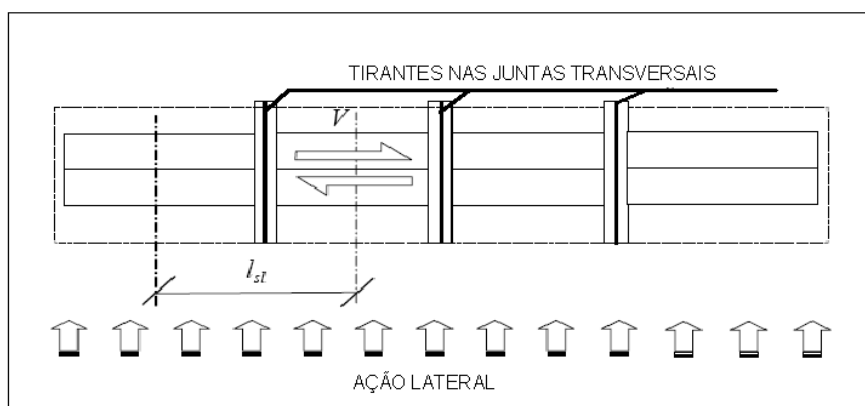


Figura 5. 3 – Disposição padrão das armaduras de reforço: laje perpendicular a ação (BASEADO EM: FIB, 2006).

$$F_t = \frac{V_{i,max}}{\mu'} \quad (\text{Equação 5.3})$$

O documento da FIB (2006) comenta sobre a disposição, no pavimento, das barras de acoplamento, entretanto sem caráter de dimensionamento. Sugere que as barras, em formato “U” ou “L”, são dispostas sobre as vigas do perímetro ou internas ao pavimento, entre as lajes ou em alvéolos quebrados e posteriormente preenchidos.

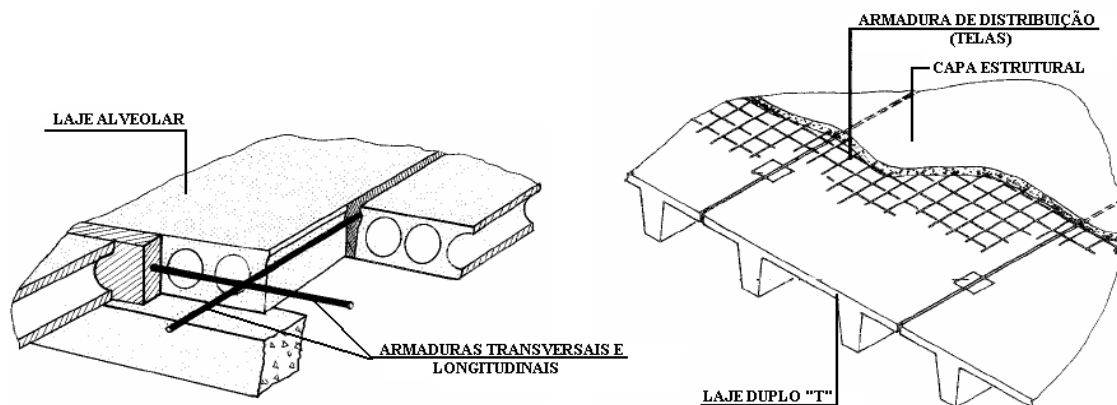
Ao se analisar o documento da FIB (2006) pode-se notar que as explicações e definições são bem próximas àquelas definidas por Elliot (2002), e já bastante aplicadas no desenvolvimento desta dissertação. Novamente, pode-se observar que não há um

desenvolvimento sobre a aplicação de lajes alveolares com capa estrutural funcionando como diafragma.

**c) Documento da FIB (2008):**

Pode-se dizer que no documento da FIB (2008) não há uma indicação direta da análise do pavimento funcionando como diafragma rígido. São observados dois diferentes itens relacionados à transferência, entre os elementos de laje, de forças de tração e forças advindas do cisalhamento no pavimento.

Inicialmente é feita uma pequena introdução sobre os variados tipos de interação entre os elementos estruturais presentes. Assim, são definidos alguns métodos construtivos, aplicando-se diferentes tipos de elementos de laje pré-fabricada, para que se tenha garantido na estrutura o pavimento considerado funcionando como diafragma rígido. Nestes métodos construtivos está incluído posição padrão de armaduras de reforços, bem como locais a serem inseridos preenchimentos de concreto *in loco*. Entretanto, ainda neste ponto, nada é comentado sobre modelos de cálculo e formas de dimensionamento de tais armaduras. A Figura 5. 4 indica alguns posicionamentos padrões da armadura definida pelo documento, a ser inserida em pavimentos com lajes pré-fabricadas com ou sem capa estrutural, com lajes do tipo alveolar ou *duplo T*.



**Figura 5. 4 – Método construtivo e disposição padrão de armaduras em pavimento funcionando como diafragma rígido (BASEADO EM: FIB, 2008).**

Ainda nesta parte introdutória, o documento da FIB (2008) começa a dar referências sobre o modo de distribuição das forças horizontais no plano do pavimento, considerando principalmente entre as juntas longitudinais dos elementos estruturais. Deve-se considerar que, os elementos alveolares não se afastam uns dos outros, a partir de uma ação horizontal

externa, devido ao atrito presente entre as juntas dos elementos. Desta maneira, é sugerido pelo documento que deveria haver uma distribuição de armaduras como a da Figura 5. 5 para resistir às forças existentes. Entretanto, considerando o método construtivo dos elementos laje alveolar, por exemplo, a inserção de tais barras causaria uma influência muito grande na boa produtividade que tal elemento estrutural tem tanto em termos de montagem como produção. Assim, como já comentado anteriormente, procura-se distribuir as barras necessárias para o reforço entre as juntas presentes (transversais e longitudinais), como indicado na Figura 5. 6.

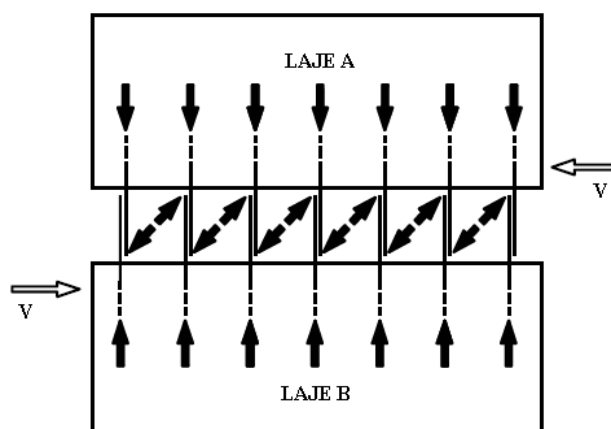


Figura 5. 5 – Armadura distribuída ao longo do comprimento das lajes (BASEADO EM: FIB, 2008).

De acordo com a FIB (2008), as armaduras comentadas anteriormente são suficientes para permitir a distribuição dos esforços entre os elementos de laje, mas não entre elas e as paredes de cisalhamento. Assim, pode-se dizer que a armadura necessária para resistir a componente de força horizontal deve ser inserida diretamente onde se desenvolve as escoras de compressão, conforme indicado na Figura 5. 7. Deve-se comentar, entretanto, que até agora nenhuma orientação foi passada quanto ao dimensionamento das armaduras presentes na interface com as paredes de cisalhamento.

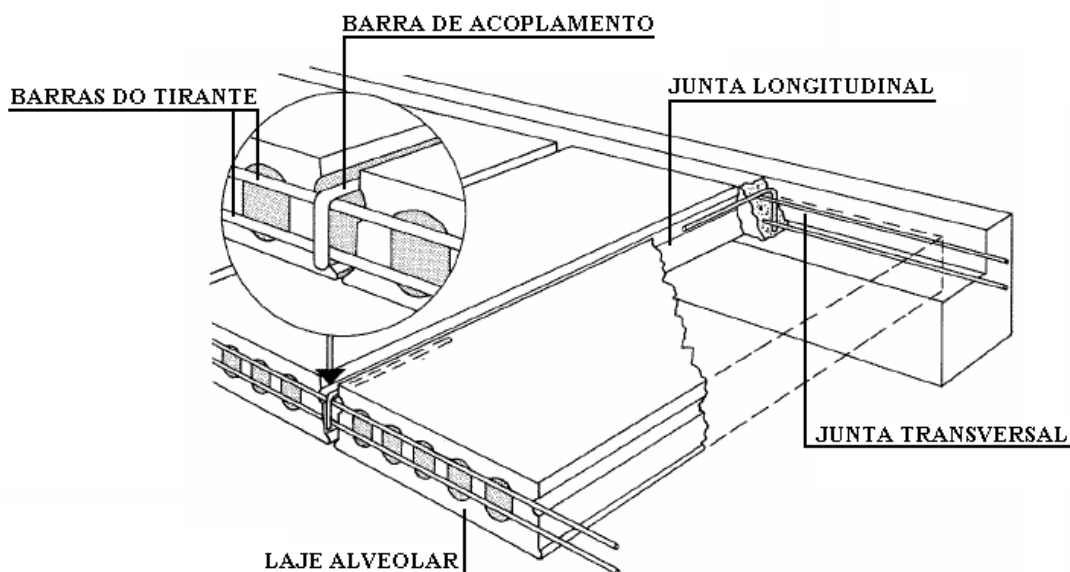


Figura 5.6 – Exemplo de inserção das armaduras de reforço nas juntas entre lajes (BASEADO EM: FIB, 2008).

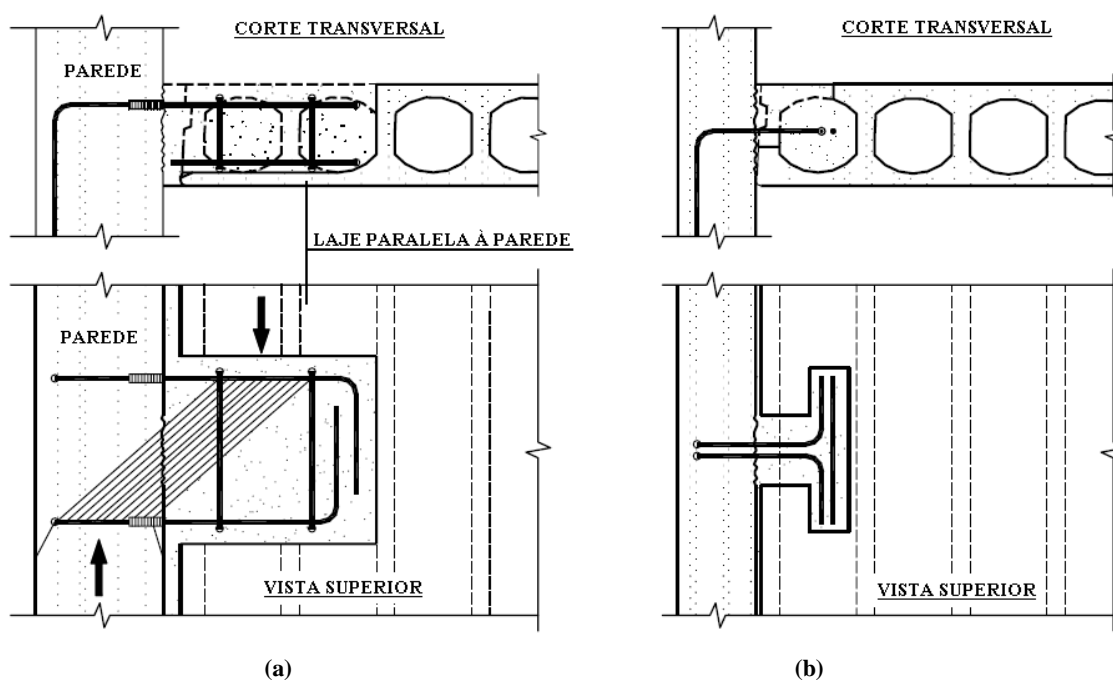


Figura 5.7 – Conexões das lajes alveolares junto às paredes de cisalhamento (laje paralela à parede): (a) Junção laje/parede como um “consolo”; (b) Junção por ancoragem da armadura (BASEADO EM: FIB, 2008).

Por fim, nesta parte introdutória, o documento comenta a respeito de algumas maneiras de se simular o pavimento, como diafragma rígido, considerando possíveis modelos de *bielas e tirantes*, que não está no escopo desta dissertação.

Quando o documento começa a tratar diretamente sobre os mecanismos de transferência de forças entre as juntas do pavimento, há uma indicação sobre o modo de ancoragem das armaduras do tirante. Tais barras devem ser ancoradas em pelo menos uma das

unidades pré-fabricadas, nos alvéolos (que podem estar quebrados) ou nas juntas, locais estes que posteriormente devem receber concreto moldado no local. Esta ancoragem é denominada como *indireta* e se confunde com as barras de acoplamento, uma vez que também são dispostas perpendicularmente em relação às barras do tirante. A Figura 5. 8 indica tal situação em um determinado trecho do pavimento.

Quando se tem um pavimento grande e se está usando vergalhões como tirante, geralmente comprados em barras de doze metros de comprimento, há necessidade de proceder à emenda entre as barras que compõem o tirante. A FIB (2008) indica que junções deste tipo devem ser feitas através de transpasses das barras com trechos soldados, conforme também indicação da NBR6118: 2004.

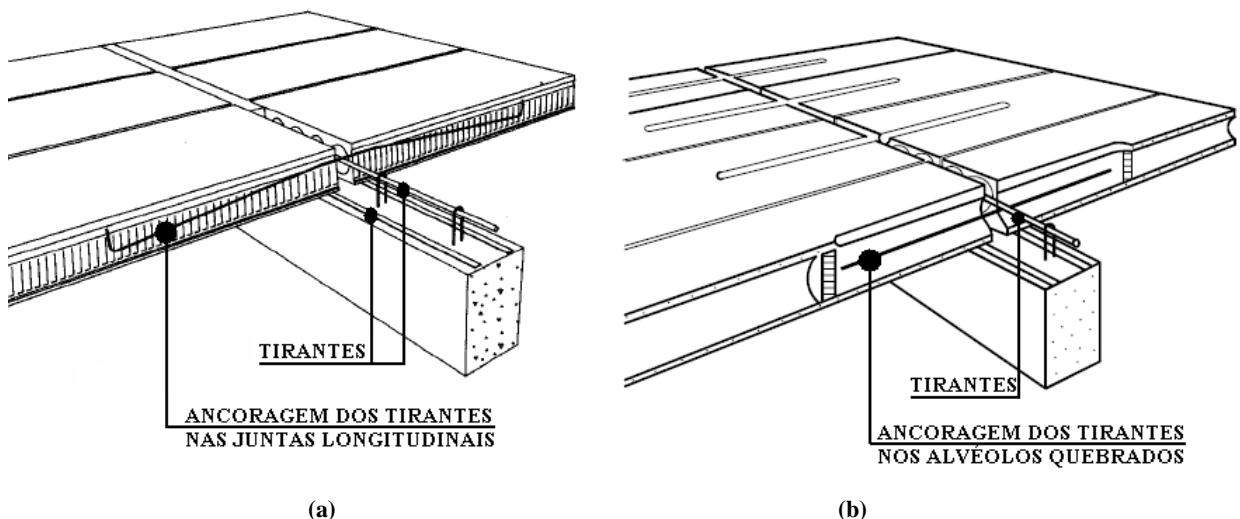


Figura 5. 8 – Ancoragens do tirante: (a) Ancoragem com barras transversais somente nas juntas longitudinais; (b) Ancoragem com barras transversais também no interior dos alvéolos (BASEADO EM: FIB, 2008).

Na última parte relacionada ao assunto diafragma rígida, o manual da FIB (2008) discorre sobre os mecanismos de transferência de cisalhamento no plano do pavimento, e como os elementos presentes no piso (lajes alveolares, juntas de concreto *in loco* e armaduras de reforço) combatem as tensões advindas das forças de cisalhamento, garantindo o correto funcionamento da estrutura como diafragma rígido. Pode-se dizer que a *Ação de Pino* é um dos mecanismos básicos de transferência de cisalhamento que pode ser observado nos pavimentos. Esta ação ocorre nas barras do tirante que atravessam as juntas longitudinais entre lajes alveolares. Os modos de falha deste mecanismo dependem do posicionamento das barras em relação aos demais elementos e força atuante. Podem-se descrever então três diferentes modos de falha:

- Ruptura por cisalhamento da própria barra;
- Ruptura do concreto que envolve a barra;
- Falha por flexão da barra, que representa a falha combinada de aço e concreto.

O documento da FIB (2008) descreve então uma série de expressões que possibilitam a verificação individual das barras de aço sujeitas a cisalhamento, assim como a verificação somente do concreto ou ambos os mecanismos de ruptura combinados. Pode-se notar, entretanto, pela análise do documento, que as informações relatadas até agora são bem generalizadas, não fazendo referências diretas para as situações de análise de pavimentos funcionando como diafragma rígido.

Posteriormente, o documento faz referência a outro básico modelo de transferência de cisalhamento, que é definido como o atrito existente entre os materiais presentes nas ligações. Este mecanismo também pode ser definido como *Bloqueio Total* ou *Engrenamento*. Para o funcionamento deste mecanismo, a rugosidade presente entre os elementos de laje (face lateral das mesmas) é bastante importante. A FIB (2008) classifica a superfície dos materiais, dependendo do potencial das rugosidades existentes, que podem ser inerentes do processo de fabricação dos mesmos. Esta rugosidade é utilizada para se definir analiticamente a resistência e capacidade de absorção dos esforços, sendo que tal definição é feita da mesma maneira como a definida por Elliot (1992), no trabalho já discorrido nesta dissertação. A Figura 5. 9 indica um exemplo de uma superfície de elemento estrutural (laje alveolar) com grande rugosidade.

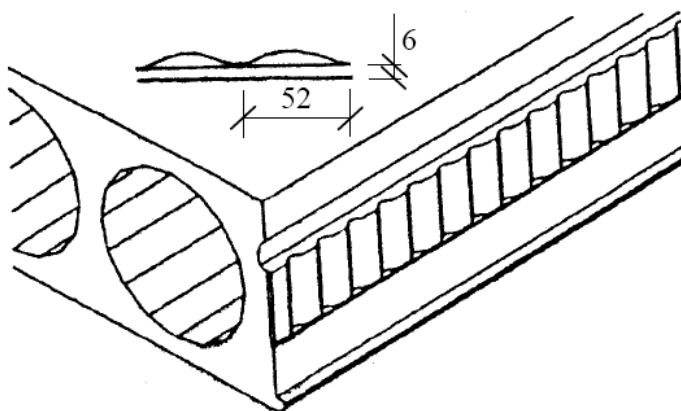


Figura 5. 9 – Superfície lateral rugosa do elemento laje alveolar (FONTE: FIB, 2008).



Por fim, o documento da FIB (2008) demonstra alguns exemplos numéricos, onde se pode observar sobre a verificação de barras de aço sujeitas a forças de cisalhamento, ou seja, faz-se a verificação das mesmas funcionando como *pinos*. Ainda, mostra que uma das principais aplicações da análise dos mecanismos de transferência é feita em pavimentos compostos por elementos de laje alveolar.

**d) Documento do P.C.I. (1998):**

Este é um documento desenvolvido exclusivamente para o elemento laje alveolar. Inicialmente, o documento do PCI (1998) indica diretrizes e informações para o dimensionamento do elemento estrutural laje alveolar, sujeito às cargas verticais. Indica metodologias para a determinação de quantidade de cordoalhas e verificações a respeito do cisalhamento nos apoios. Em outro capítulo, começa a definir elementos mais específicos que estão presentes no pavimento como um todo, que é o caso do dimensionamento das armaduras de continuidade sobre apoios entre dois elementos adjacentes de placa, considerando ainda somente a atuação de ações verticais.

Inicialmente há uma definição sobre quais as ações comumente consideradas no edifício que fazem o diafragma rígido funcionar. São elas: pressão da terra, ação do vento ou cargas sísmicas. No documento do PCI (1998), há desenvolvimento maior quanto à consideração das ações laterais advindas de sismos e vento. Inicialmente, há o desenvolvimento de formulações e indicação de documentos específicos, de modo a se obter ações equivalentes nas estruturas quando se está considerando terremotos. Em seguida, há comentários sobre como os tipos de contraventamento da estrutura (considerados “apoios” dos pavimentos) influem no diagrama de esforços do pavimento.

O documento do PCI (1998) indica a nomenclatura dos variados elementos que fazem parte ou podem ser identificados em um pavimento com lajes alveolares funcionando como diafragma rígido. São eles:

- *Elementos de contorno*: são membros que estão dispostos no perímetro do pavimento. Este elemento pode servir simplesmente como apoio das lajes ou como os elementos que contém os tirantes;

- *Conectores*: armaduras presentes no pavimento que servem para transferir as forças de cisalhamento do pavimento para os elementos resistentes verticais (contraventamentos);

- *Linhas de tração/compressão*: distribuição de tensões no pavimento, que é advindo do esquema estático aplicado para análise do pavimento;
- *Juntas longitudinais*: juntas para futuro preenchimento *in loco* distribuídas ao longo do comprimento das lajes;
- *Juntas transversais*: juntas para futuro preenchimento *in loco* distribuídas no sentido da largura das lajes.

Deve-se lembrar que neste documento do PCI (1998) há mais indicações referentes à verificação e dimensionamento do pavimento como diafragma para áreas sísmicas. Entretanto, há algumas indicações relevantes referindo-se a qual dos elementos indicados anteriormente deve sempre estar presente num pavimento. Sabe-se, por exemplo, que os *Elementos de contorno* devem sempre estar presentes no pavimento, de modo a garantir a integridade estrutural do mesmo. De acordo com o documento, são estes os elementos que garantem a transferência para os elementos de contraventamento na estrutura. Juntamente, os conectores também têm a função de garantir a transferência para os elementos verticais. Tais conectores promovem uma maior rigidez para as juntas e para o próprio pavimento. A Figura 5. 10 indica modos de composição dos *Elementos de contorno*, que não precisam necessariamente ser compostos por vigas de concreto pré-fabricadas, por exemplo.

De acordo com o PCI (1998), quando se utiliza capa estrutural sobre os elementos de laje alveolar, as armaduras de reforço podem ser dispostas diretamente nesta camada de concreto sobre os elementos pré-fabricados. Quando a capa estrutural não é prevista, os elementos de reforço são previstos nas juntas entre os elementos pré-fabricados, juntamente com inserções de concreto moldado no local.

Como se observa no documento do PCI (1998), o pavimento funcionando como diafragma deve possuir a resistência suficiente para transferir as ações laterais até uma região com maior resistência/rigidez, como por exemplo, os elementos de contraventamento. Pode-se dizer que as com as juntas longitudinais (chavetas) preenchidas com concreto (ou *graute*), há a transferência da tensão de cisalhamento entre as lajes alveolares adjacentes. Quando a tensão de cisalhamento ao longo da junta é maior que a resistência do concreto utilizado, são aplicados os princípios do atrito de cisalhamento existentes nesta região, ao longo de toda a junta. Essas teorias são utilizadas para se projetar armaduras de reforço presentes perpendicularmente às juntas longitudinais.

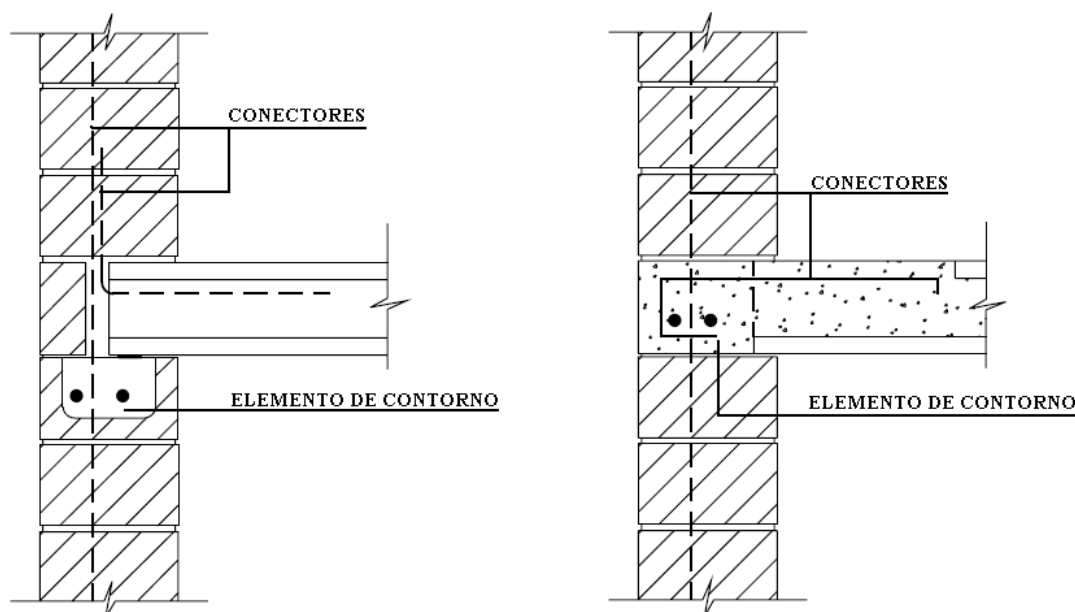


Figura 5. 10 – Tipos de elemento de contorno em um pavimento funcionando como diafragma (BASEADO EM: PCI, 1998).

Tais reforços podem ser inseridos, de acordo com o PCI (1998), como se indica na Figura 5. 11, ao longo das juntas transversais, nas extremidades dos painéis alveolares. Essa armadura ( $A_{vf}$ ) pode ser calculada de acordo com a Equação 5.4.

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi \cdot f_y \cdot \mu} \quad (\text{Equação 5.4})$$

Onde:

$V_u$  = força de cisalhamento majorada;

$\mu = 1,0$  para força de cisalhamento paralela às juntas longitudinais e 1,4 para força paralela às juntas transversais,

$\phi = 0,85$  (coeficiente de minoração utilizado para se obter o  $f_{yd}$ )

De acordo com o documento do PCI (1998) existem outros meio de se promover uma rigidez nas juntas entre lajes, entretanto a maneira mostrada anteriormente é mais econômica.

Pode-se comentar agora sobre as juntas transversais presentes nos pavimento, nas extremidades dos elementos alveolares. De acordo com o documento, tais juntas também podem ter a função de transferir os esforços do pavimento para os elementos resistentes (contraventamento). De acordo com o PCI (1998), tal armadura é calculada de acordo como já indicado neste trabalho (Elliot, 2002).

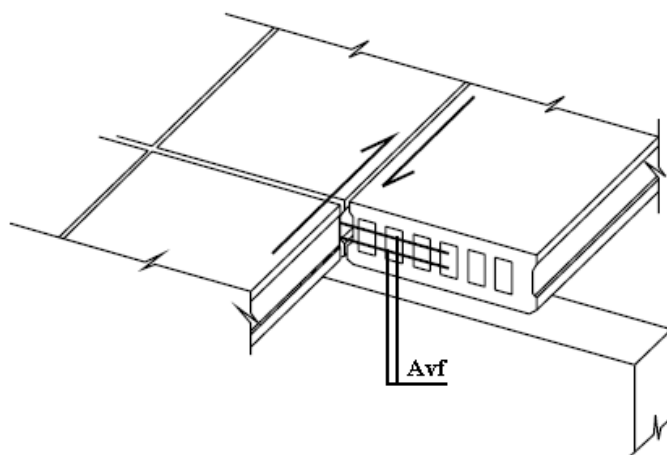


Figura 5. 11 – Armadura de reforço nas juntas longitudinais (BASEADO EM: PCI, 1998).

Como verificado no documento, pode-se notar bastante ênfase aos reforços de armadura no pavimento denominados como *Conectores (Collectors)*. Como comentado anteriormente, eles têm a função de transferir as forças entre os elementos do diafragma e entre o diafragma e os elementos de contorno do mesmo. As barras definidas anteriormente podem ser utilizadas, no pavimento, como os *Conectores*. De acordo com o próprio documento do PCI (1998), a utilização dos *Conectores* é especialmente importante em áreas sísmicas, ou seja, mesmo não havendo a necessidade de inserção de barras nas juntas (devido a resistência do concreto de preenchimento), se a edificação estiver em uma região sísmica, os *Conectores* são necessários. Não há, entretanto, nas literaturas, um método prático para determinação dessas armaduras (devido às ações sísmicas somente, por exemplo). De acordo com o PCI (1998), em áreas que não são sísmicas, os *Conectores* não precisam ser compostos por vergalhões, por exemplo. Nestes casos, outros sistemas de ligações mais simples podem ser definidos e aplicados no pavimento.

e) **“Connections Manual, Partes 1 a 4” (2008):**

Em observação a tal documento desenvolvido pela FIB, pode-se notar que não há uma referência direta ao assunto sobre diafragma rígido, com qualquer tipo de laje pré-fabricada.

O documento indica detalhes e modos de cálculo de situações mais específicas, que estão presentes nas mais variadas peças pré-fabricadas que compõem uma estrutura. Há indicações, por exemplo, do modo de ligação pilar – fundação com a utilização de placas de base, com elementos soldados ou parafusados. Além disso, especifica os elementos utilizados em ligações efetuadas entre painéis de fechamento das obras. Há uma grande discussão a respeito dos modos de ligação das lajes do tipo “duplo T” entre os demais elementos

estruturais, e entre elas mesmas. Entretanto, neste trecho não há uma indicação direta de que tais dimensionamentos e detalhes são inseridos de modo a garantirem o pavimento funcionando como diafragma rígido. Ao longo do documento são dispostas algumas análises e dimensionamento dessas ligações específicas. Na Figura 5. 12 pode-se observar um detalhe padrão de ligação entre lajes do tipo “duplo T” com as vigas de apoio do pavimento. Observa-se a aplicação de elementos de chapas com grapas para ancoragem nos elementos de concreto e especificações de soldas.

O documento ainda faz referência a situação na qual as lajes do tipo “duplo T” são aplicadas sobre vigas metálicas. Neste caso, é mostrada outra situação de ligação entre os elementos, que são considerados sem a aplicação de capa estrutural.

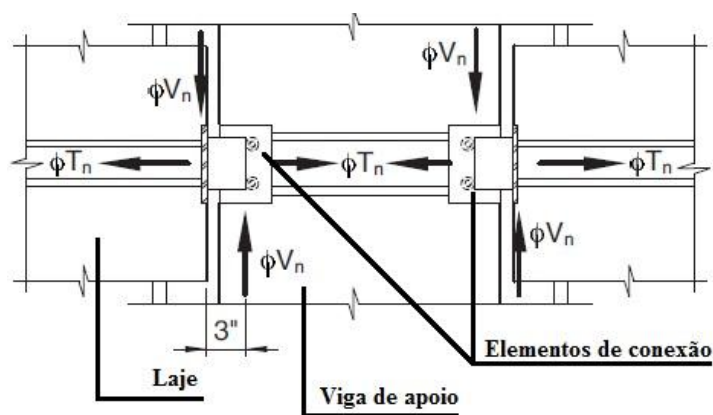


Figura 5. 12 – Vista em planta das conexões existentes entre lajes duplo T e vigas de apoio (BASEADO EM: *Connections Manual, 2008*).

Podem-se observar ainda situações de construção com a consideração da ligação da laje com elementos laterais da estrutura, sejam eles painéis arquitetônicos de fechamento, estruturais ou paredes de contraventamento, como se observa na Figura 5. 13. A ligação considera insertos metálicos na região da aba da laje e nos elementos de contorno, com a utilização de um elemento conector e aplicação de cordões de solda em ambos os lados.

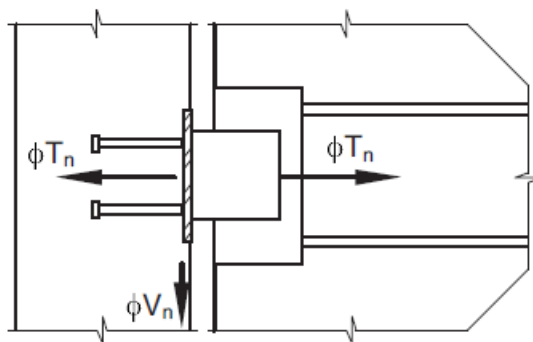


Figura 5. 13 – Vista em planta das conexões existentes entre lajes duplo T e elementos de fechamento da estrutura (FONTE: Conexions Manual, 2008).

**f) BS8110-1 (1997):**

Pela análise do documento da norma britânica, pode-se notar que não há uma definição direta sobre o assunto diafragma rígido. Entretanto, muitos dos conceitos utilizados em capítulos anteriores, bem como valores limites específicos do material concreto são dispostos neste documento.

Grande parte das definições e informações está presente no item referente à transmissão de esforços em juntas entre elementos pré-fabricados. De acordo com o documento, juntas com presença de cisalhamento estão presentes, por exemplo, onde pavimentos compostos por lajes pré-fabricadas têm funcionamento de vigas de grande altura, sujeitos a uma ação lateral, ou seja, quando pavimento funciona como um elemento rígido na edificação. Neste caso, as juntas têm a função de não permitir que os elementos de laje se distanciem entre si devido a uma ação lateral. De acordo com a BS8110 (1997), nenhum reforço de armadura deve ser previsto na junta ou ao redor da mesma quando a tensão de projeto, na direção da mesma, não ultrapassar  $0,23 \text{ N/mm}^2$ . Outro fator que ajuda na distribuição dos esforços é a necessidade de aspereza na borda das lajes alveolares (região de contato entre uma peça e outra). Ainda de acordo com o documento, existem situações na qual as juntas estão sujeitas a forças de compressão e, neste caso, não haverá necessidade de reforço de armadura na junta quando a tensão de cisalhamento de projeto não ultrapassar  $0,45 \text{ N/mm}^2$ .

Em pavimentos rígidos, de acordo com a BS8110 (1997), as unidades são prevenidas de moverem entre si pela aplicação de barras que funcionam como tirantes, ao final dos elementos de laje alveolar. Esta situação deve ser garantida em todas as situações de carregamento na qual o pavimento estará sujeito.

É sugerido pela norma que o valor de força cortante não deve ser superior ao definido pela Equação 5.5:

$$V = 0,6 \cdot F_b \cdot \operatorname{tg} \alpha_f \quad (\text{Equação 5.5})$$

Onde  $F_b$  é dado por  $0,95 \cdot f_y \cdot A_s$ , sendo  $A_s$  a área do reforço utilizado (sendo  $0,95 \cdot f_y$  o valor de  $f_{yd}$ );

$\alpha_f$  é o ângulo de atrito interno entre as faces das juntas entre lajes;

Apesar de ser um valor determinado empiricamente,  $\alpha_f$  pode obtido pela Tabela 5. 1, somente para ligações entre concreto – concreto, de acordo com a BS8110 (1997).

Pode-se verificar que a parte 2 da BS8110 (1985) trata da concepção e construção das estruturas de concreto que não foram indicadas na parte 1, descrita anteriormente. Nesta segunda parte são descritas circunstancias especiais ainda não especificadas.

**Tabela 5. 1 – Valores do ângulo de atrito para conexões de concreto (FONTE: BS8110, 1997)**

Tipo de superfície	tg $\alpha_f$
Interface lisa (concreto não tratado)	0,70
Superfície rugosa, sem reforços nas extremidades dos elementos pré-fabricados	1,40
Superfície rugosa, com reforço nas extremidades dos elementos pré-fabricados	1,70

É verificado que na segunda parte do documento não há novamente um tratamento direto a respeito dos pavimentos funcionando como diafragma rígido. Há uma indicação sobre pavimentos somente a respeito de juntas de dilatação e sua disposição no piso.

Por fim, na terceira parte da BS8110 (1985) observa-se que o conteúdo principal da mesma refere-se somente a dimensionamento de vigas e pilares, ou seja, novamente não há uma especificação ou detalhamento de pavimentos funcionando como diafragma rígido.

**g) BS EN1168 (2005):**

Neste documento da *British Standard* pode-se observar algumas referências aos pavimentos com laje alveolar funcionando como diafragma rígido. Entretanto, tais indicações são expostas somente nos itens anexos do documento.

Inicialmente, são descritos tipos diferentes de juntas longitudinais presentes nas bordas dos elementos de laje alveolar, que é uma característica primordial para o funcionamento do pavimento como diafragma rígido. Alguns exemplos definidos no documento são indicados na Figura 5. 14.

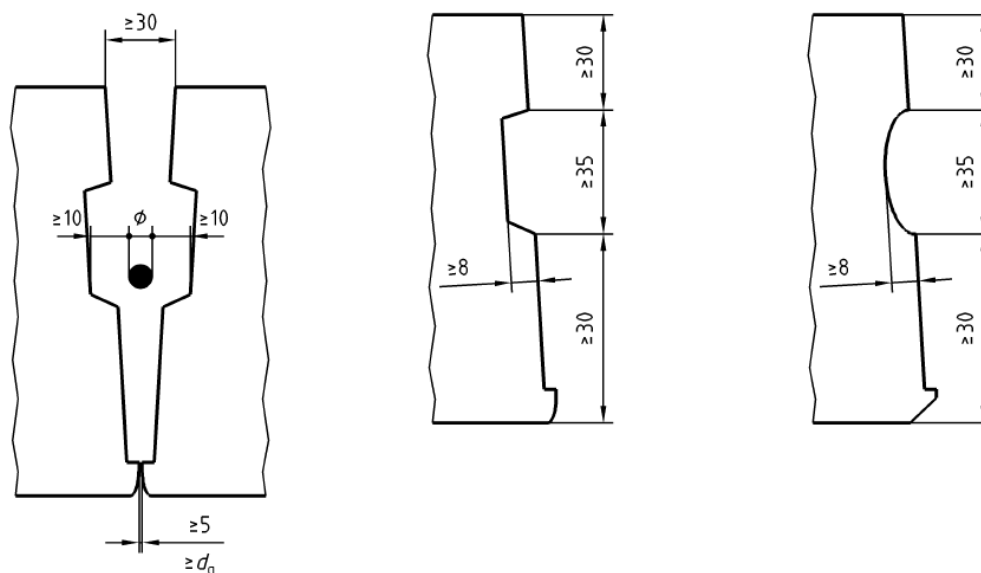


Figura 5. 14 – Exemplos típicos de bordas de laje alveolar (FONTE: BS EN1168, 2005).

No Anexo D do documento há uma indicação direta a respeito da análise do pavimento com lajes alveolares funcionando como diafragma rígido. De acordo com o documento da BS EN1168 (2005), o pavimento funciona como diafragma rígido quando os seguintes requisitos são satisfeitos e respeitados num pavimento:

- As forças de cisalhamento devem ser resistidas tanto pelo concreto das juntas como pelos reforços especiais dispostos nas direções perpendicular e transversal à ação horizontal;
- A análise do pavimento deve ser feita considerando a representação do mesmo por uma “*viga de grande altura*”;
- O valor de braço de alavanca, para distribuição das forças internas, deve ser feito considerando os valores dispostos na teoria sobre “*vigas parede*”;

De acordo com o documento, caso a resistência das juntas seja menor que os valores atuantes, a resistência pode ser aumentada pela aplicação de reforços e conectores metálicos, dispostos em lugares estratégicos do pavimento. De acordo com a BS EN1168 (2005), em



edificações baixas ou com pouca ação horizontal, a resistência das juntas longitudinais e verticais é suficiente para garantir a ação diafragma no pavimento.

Em zonas sísmicas, os seguintes requisitos devem ser satisfeitos no piso:

- Deve haver uma capa estrutural sobre os elementos pré-fabricados de pelo menos 40 mm;
- Um específico sistema de reforços de armadura deve ser previsto em ambas as direções das juntas entre os elementos pré-fabricados.

Pode-se observar ainda neste documento uma indicação sobre o projeto e dimensionamento das juntas existentes entre os elementos pré-fabricados em uma estrutura. Tal comentário é realizado mais especificamente sobre as juntas existentes em um pavimento composto por lajes alveolares. Assim, neste caso, as juntas devem ser inseridas e dimensionadas devido aos seguintes motivos:

- Unir as unidades pré-fabricadas de laje aos demais elementos estruturais;
- Transferir as tensões entre os elementos até os sistemas de contraventamento;
- Estabelecer capacidade de cisalhamento suficiente nas juntas em ambas as direções;
- Equilibrar os efeitos de fluência, retração, mudanças de temperatura e disposição irregular dos elementos de laje;
- Evitar deslocamentos relativos das lajes, tanto na direção longitudinal como transversal, de modo a se impedir o surgimento de rachaduras no sistema de piso;

Novamente, este documento faz referência ao modo de ligação dos elementos pré-fabricados aos elementos de contraventamento da estrutura, como as paredes de cisalhamento, por exemplo. De acordo com a BS EN1168 (2005), tal ligação entre o piso e os elementos de contraventamento deve ser dimensionada de modo a transferir o total das forças por cisalhamento horizontal, na interface de ligação. Dependendo da magnitude dos esforços, podem ser previstos tirantes transversais ou estribos na interface, com espaçamento não maior que 4,80 metros. Alguns possíveis arranjos desses reforços na interface são dados na Figura 5.15, quando se tem elementos de contraventamento compostos por pilares e vigas de seção composta.

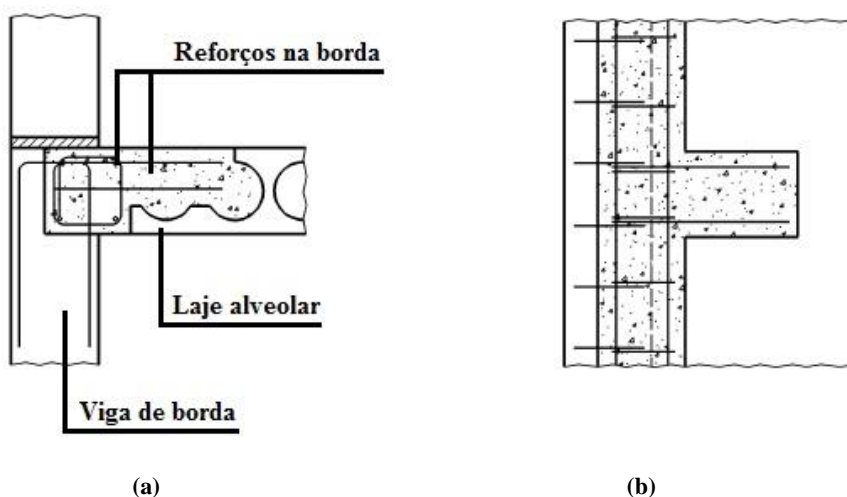


Figura 5. 15 – Tipo de ligação do pavimento com a interface lateral: (a) Corte transversal das lajes; (b) Vista em planta da região (BASEADO: BS EN1168, 2005).

Ainda de acordo com a BS EN1168 (2005), caso se considere as juntas do pavimento como transmitindo esforços, as seguintes condições das mesmas devem ser satisfeitas:

- O material de preenchimento deve ser previsto com classe de resistência C12/15 no mínimo;
- O material de preenchimento deve ter uma consistência tal que a abertura das juntas será preenchida por completo, sendo que possíveis cavidades ou vazamentos entre as juntas devem ser evitados;
- O material de preenchimento não deve apresentar fissuras futuras devido a retração;
- O diâmetro do agregado do material de preenchimento deve estar de acordo com as dimensões das juntas do pavimento, de modo a não se criar regiões não preenchidas devido à obstrução criada pelo agregado;
- Antes de se aplicar o material entre as juntas, as mesmas devem estar limpas e úmidas;
- As juntas devem ser preenchidas, em sua altura total, em uma única operação de inserção de material.

#### **h) Guide to good practice – FIP (1998):**

Inicialmente, o documento define os principais tipos de elementos pré-fabricados de laje utilizados como pavimento das estruturas, e que podem ter o comportamento de diafragma rígido. A Figura 5. 16 indica algumas seções mais comuns de elementos pré-

fabricados utilizados para compor os pavimentos, juntamente com a aplicação de uma capa estrutural.

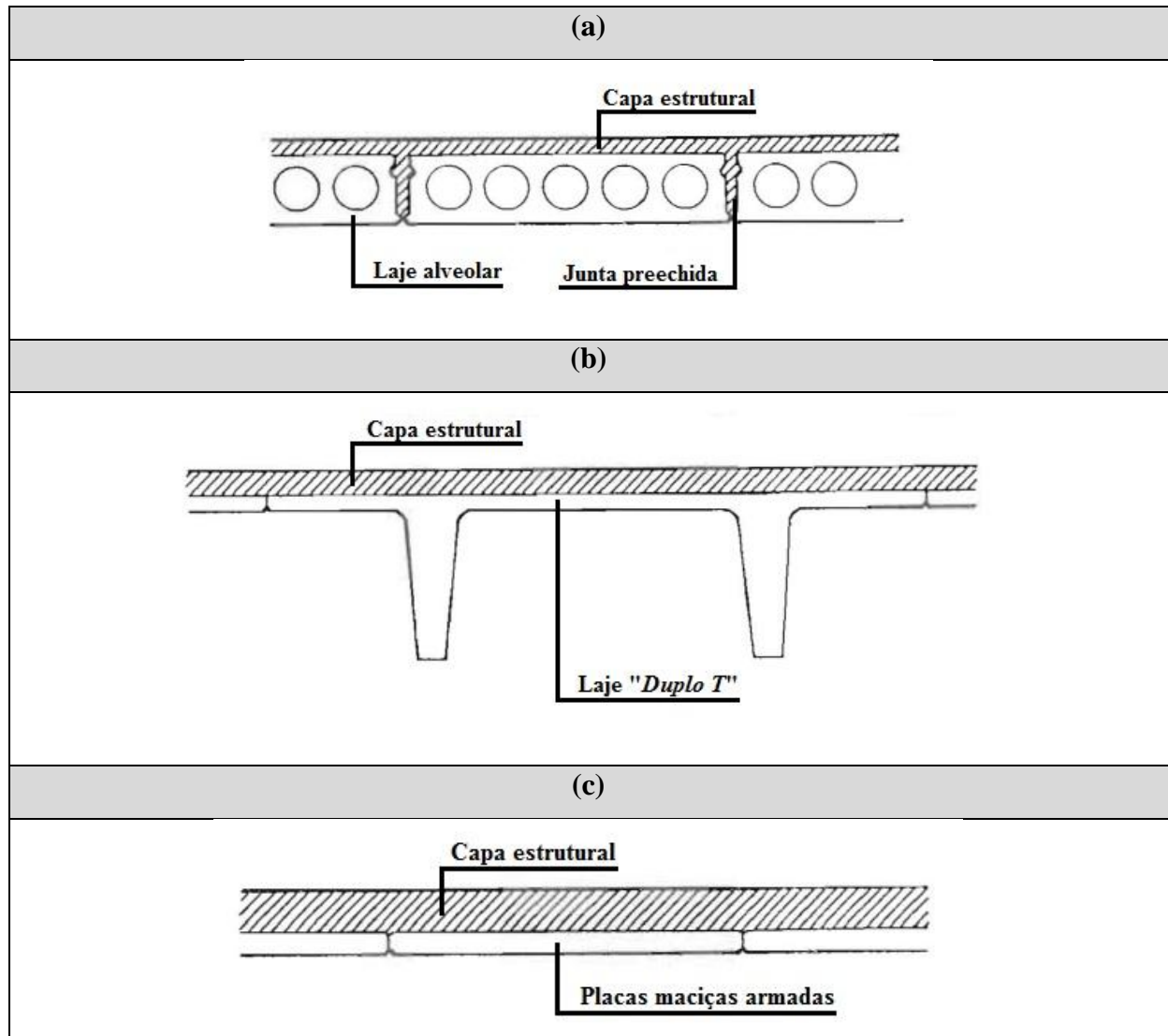


Figura 5. 16 – Algumas seções padrões de lajes pré-fabricadas com a aplicação de capa estrutural: (a) Laje alveolar; (b) Laje Duplo T; (c) Placas maciças (BASEADO EM: FIP, 1998).

Ao se observar o documento desenvolvido pela FIP (1998), nota-se que o desenvolvimento sobre o assunto diafragma rígido está presente somente em um subitem sobre a análise estrutural considerando a atuação de sismos. Assim, o documento indica quais as condições necessárias para um piso formado por elementos pré-fabricados fornecer a ação diafragma:

- O piso deve formar um plano;

- As ligações existentes entre os elementos pré-fabricados devem ser capazes de fornecer a resistência ao cisalhamento necessária do ponto de vista de força e rigidez;
- Deve-se prever uma conexão adequada entre os elementos de piso e os elementos de contraventamento verticais da estrutura. Podem ser aplicadas, nestas conexões, as mesmas chaves de cisalhamento utilizadas entre os elementos de laje ou se prever conexões mecânicas, com a utilização de barras de reforço;
- As forças de tração advindas do esquema e modelo estrutural considerado devem ser resistidas por reforços de armadura dispostos no perímetro do pavimento.

De acordo com o documento, quando se tem possibilidades de atuação de forças sísmicas, deve-se inserir sobre os elementos de laje uma capa estrutural, moldada no próprio canteiro, conforme se verificou na Figura 5. 16. É comentado que a capa estrutural ajuda na conexão entre os diversos elementos pré-fabricados de laje, assim como facilita a transferência dos esforços para os elementos verticais de contraventamento. Por fim, os pisos funcionando como diafragma são necessários, muitas vezes, para transferir esforços em seu próprio plano que são advindos de ações que ocorrem, por exemplo, em níveis superiores.

#### **i) Bulletin 6 – FIB (2000)**

Pode-se dizer que o documento desenvolvido pela FIB é um dos poucos no qual se observa um capítulo todo dedicado ao assunto diafragma rígido, com a utilização de lajes alveolares protendidas. Nesta análise, é disposta apenas a teoria envolvida em situações na qual não se utiliza sobre as placas uma capa estrutural.

Inicialmente é indicado como ocorre a distribuição da força cortante em ambas as direções das juntas entre os elementos. Tal consideração contempla ainda as diferenças observadas quando se tem lajes paralelas ou perpendiculares à ação lateral considerada.

Assim como já mostrado em Elliot (2002), as armaduras do tirante do pavimento são definidas por duas parcelas: a advinda do momento fletor da ação horizontal e da força cortante paralela a ação lateral. Além disso, há o comentário a respeito de como se definir em um pavimento, qual a coordenada em que se tem a maior força de tração possível no tirante, ou seja, onde se tem uma combinação com as piores situações de tração devido a momento fletor e também devido à força cortante.

Pode-se observar na sequência do material a explicação a respeito dos mecanismos de transferência de cisalhamento. Desta maneira, começa-se a introduzir então os passos necessários e existentes após a definição de forças e tensões em pontos específicos do

pavimento, ou seja, após as definições das ações atuantes definir se, realmente, há a necessidade de inserir reforços de armadura entre os elementos de laje. Assim, é definido pelo Bulletin 6 FIB (2000) quais são os mecanismos que promovem a transferência de esforços ao longo das juntas do pavimento:

- *Aggregate Interlock* (Engrenamento);
- Dowel Action (Ação de Pino).

Assim como em Elliot (2002), o documento define que o funcionamento do pavimento por um ou outro mecanismo vai depender da magnitude dos esforços atuantes. Essa magnitude definirá então o modo como as armaduras de reforço serão calculadas, ou se realmente haverá a necessidade de tais armaduras.

Pode-se observar no Bulletin 6 FIB (2000) um gráfico que relaciona o tipo de concreto de preenchimento das juntas, com o valor da abertura de fissuras ( $\delta_t$ ) e o valor máximo de tensão que deve ser então permitido. Tal gráfico é indicado na Figura 5. 17.

Inicialmente, indica-se o modelo de cálculo para a situação do pavimento funcionando ainda sob o *Engrenamento*. Para isso, há uma lista de valores definidos em outras normas de qual a tensão limite ( $\tau_u$ ) nas juntas para que o pavimento funcione sob este aspecto e comportamento.

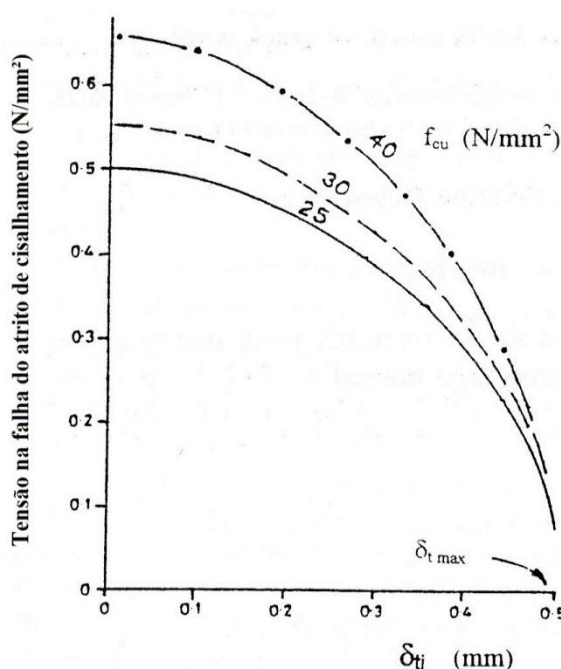


Figura 5. 17 – Gráfico para definição da tensão de cisalhamento máxima na interface entre lajes nas juntas longitudinais (BASEADO EM: Bulletin 6 FIB, 2000).

São indicados valores presentes em normas como a BS8110, ACI318, Manual da FIP e EC2. Desta maneira, para que o pavimento funcione ainda com o *Engrenamento*, as seguintes condições devem ser satisfeitas, como se verifica no documento:

- $\tau_{\max} \leq \tau_u$ , ou seja, a tensão atuante deverá ser menor que o valor limite definido pelas normas, em ambas as juntas do pavimento (transversal e longitudinal);
- $\delta_{tV} \leq \delta_{t \max}$ , ou seja, deve-se averiguar o alongamento das barras do tirante, de modo a se limitar também a abertura de fissuras no concreto de preenchimento das juntas.

Em outro subitem há agora uma explicação a respeito do dimensionamento da armadura caso o pavimento esteja agora em níveis de tensões que se considere o mesmo funcionando com a *Ação de Pino*. Em todos os casos observados no documento, o método de definição foi o mesmo já definido e mostrado neste trabalho por Elliot (2002).

Por fim, antes do exemplo numérico, o documento define o método para se determinar o valor da armadura mínima que deverá ser disposta no pavimento. Comenta-se que a mesma deverá ser disposta sobre as vigas internas ou de extremidade como se fossem tirantes. Neste item, o documento faz referência a normas como o EC2 para definição da força de tração mínima considerada no dimensionamento da armadura.

No último subitem referente ao assunto laje alveolar presente no Bulletin 6 FIB (2000) há algumas definições e indicações a respeito de ensaios realizados em escala real de pavimentos com laje alveolar funcionando como diafragma rígido. Neste caso, pode-se observar que grande parte das informações presentes no documento fazem referência a um documento já analisado e discutido neste trabalho, que é o artigo desenvolvido por Elliot *et al* (1992).

## 6. Exemplos numéricos

### 6.1 Exemplo numérico 01 – Estrutura com paredes de cisalhamento, núcleo rígido e lajes paralelas à ação lateral

Neste primeiro exemplo é analisada uma estrutura composta por elementos pré-fabricados de oito pavimentos, sendo estes em formato retangular de dimensões 65,4 x 15,1 m em planta. O pavimento, composto por dois módulos de lajes, terá as mesmas dispostas em sentido paralelo ao sentido da ação lateral de vento a ser considerada (vento perpendicular à face de 65,4 m). A distância entre um pavimento e outro pode ser calculada sabendo que a distância entre a face inferior e a inferior da outra é de 3,0 m.

Nesta primeira edificação analisada, serão dispostos três elementos de contraventamento na estrutura, sendo duas paredes nas bordas da estrutura e um núcleo rígido central, no C.G. do pavimento (tal núcleo é composto por duas paredes dispostas paralelamente a ação lateral considerada). A Figura 6. 2 uma visualização espacial de trechos da estrutura. Já a Figura 6. 1 indica a planta do pavimento a ser analisado, com dimensão dos elementos estruturais em planta e seções (lembrando que está se indicando somente metade da estrutura, uma vez que a mesma é simétrica).

A análise de tal estrutura seguirá a sequência de atividades definida a seguir:

- a) Definição das características e dados dos materiais a serem aplicados nos elementos estruturais;
- b) Definição da ação lateral de vento, em cada nível da estrutura, de acordo com os preceitos da NBR6123: 1988;
- c) Definição das ações verticais atuantes nos pavimentos;
- d) Definição das combinações de serviço a serem utilizadas para análise (*E.L.S.*) e dimensionamento dos elementos estruturais;
- e) Definição das combinações últimas (*E.L.U.*), de modo a se analisar e verificar a estabilidade global da edificação;
- f) Validação da distribuição da ação lateral nos elementos de contraventamento através do *Método Simplificado* de análise;

- g) Dimensionamento do sétimo pavimento para o mesmo funcionar como *diafragma rígido*;
- h) Indicação do projeto de reforço e armaduras do pavimento analisado no item anterior.

Para as análises de *E.L.U* e *E.L.S.* da edificação, será utilizado o programa comercial *STRAP V.12.5*, através de modelo tridimensional, com a laje funcionando como diafragma rígido sendo simulada pela ferramenta *Nó Mestre*. Para as validações do *Método Simplificado* será utilizado o programa educacional *FTool* (Martha, 2008).

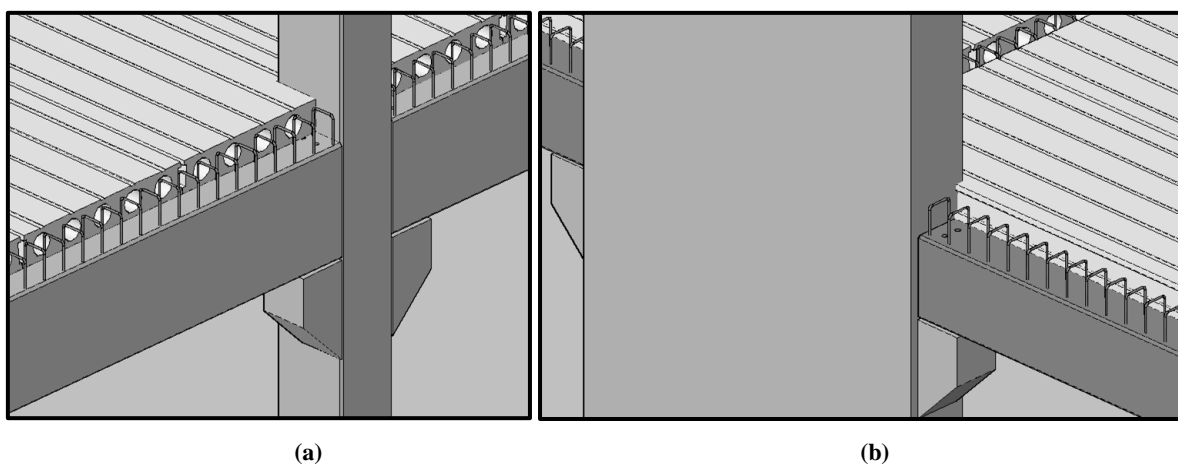


Figura 6. 1 – Detalhes da conexão entre elementos: (a) Ligação rotulada existente entre pilares e vigas pré-fabricadas; (b) Ligação rotulada entre vigas e as paredes de cisalhamento.

Deve-se lembrar que os pilares da estrutura foram considerados rotulados na base (fundação) e as paredes de cisalhamento engastadas.



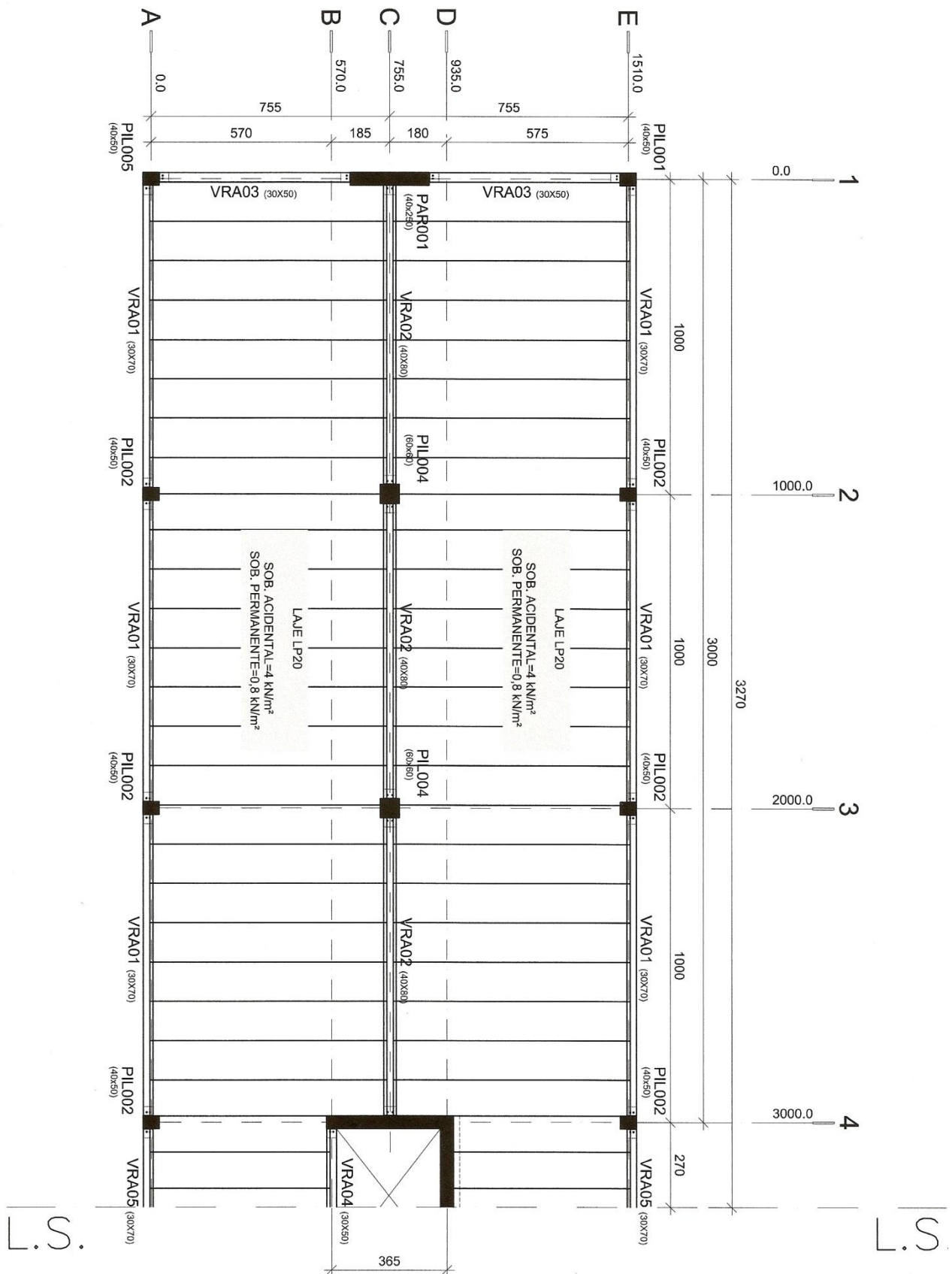


Figura 6. 2 – Pavimento tipo da estrutura a ser analisada neste exemplo.

**a) Características físicas dos materiais:**

Para todas as combinações de *E.L.U.* e verificações de estabilidade global da estrutura, será aplicado para os materiais o módulo de elasticidade tangente ( $E_{ci}$ ), definido pela expressão a seguir, com todos os elementos estruturais com  $f_{ck} = 40$  MPa:

$$E_{ci} = 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

Para as análises de serviço (*E.L.S.*), será aplicado o módulo de elasticidade secante, definido por:

$$E_{sec} = 0,85 \cdot E_{ci}$$

Na análise da estabilidade global, serão utilizados os preceitos definidos pelo item 15.7.3 da NBR6118: 2004 na diminuição da rigidez dos elementos, de modo a contemplar os efeitos da fissuração do concreto (não linearidade física). Serão utilizados os seguintes fatores de redução para os elementos estruturais:

$$\text{Vigas: } 0,4 \cdot E_{ci} \cdot I$$

$$\text{Pilares: } 0,8 \cdot E_{ci} \cdot I$$

Sabe-se, entretanto, que a redução da inércia de vigas refere-se a elementos de concreto armado. Peças protendidas dificilmente têm uma redução baixa como aqui definido neste exemplo. A favor da segurança pode-se aplicar tal coeficiente.

**b) Ação de vento:**

A ação de vento a ser aplicada em cada nível da edificação, no nível médio de cada laje, foi definida a partir de uma planilha desenvolvida pelo autor neste trabalho, com base nos preceitos da NBR6123: 1988. A Figura 6. 3 indica a visualização de tal planilha, com os dados necessários já inseridos e os valores de ação distribuída e concentrada, em cada pavimento, já calculadas. Para definição do coeficiente de arrasto ( $C_a$ ), foi utilizada a condição de baixa turbulência, com os seguintes dados:

$$\frac{l_1}{l_2} = 4,3$$

$$\frac{h}{l_1} = 0,40$$

Tais valores definem um coeficiente de arrasto ( $C_a$ ) de 1,25.

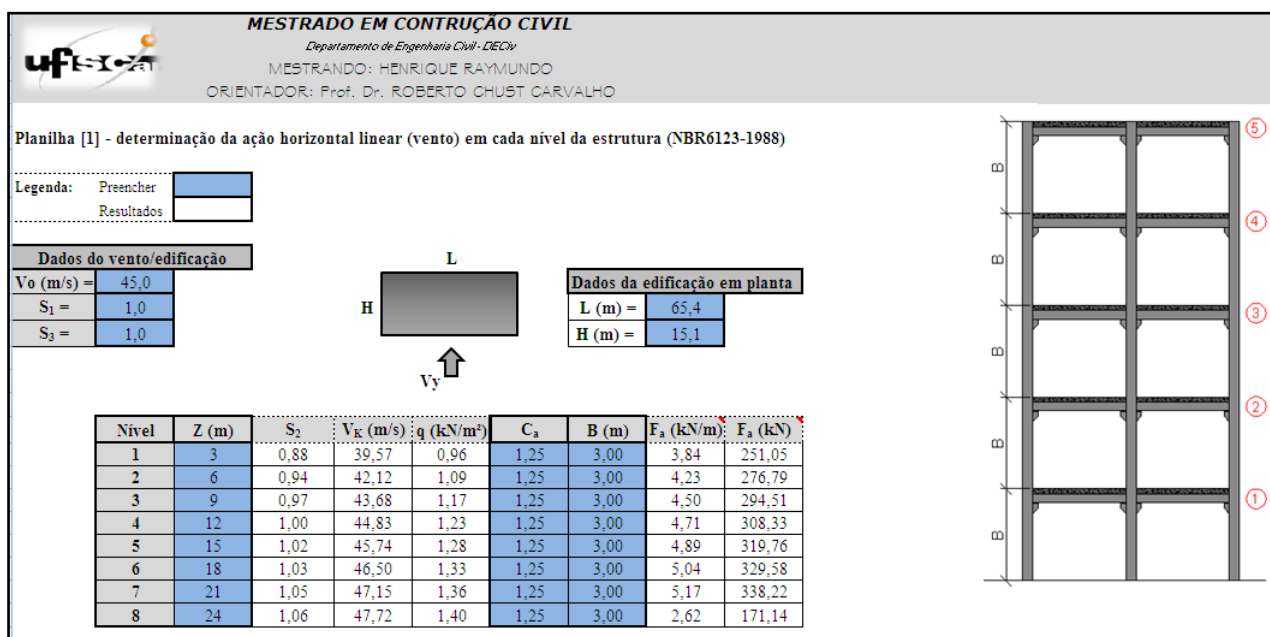


Figura 6. 3 – Planilha para cálculo da ação de vento na edificação: valores obtidos.

### c) Ações atuantes:

Deve-se lembrar neste exemplo está se considerando as lajes alveolares sendo aplicadas sem a capa estrutural, somente com as juntas longitudinais e transversais preenchidas com concreto classe C25. Sendo assim, a ação decorrente do peso da capa será descartada. A seguir, indicam-se todas as ações consideradas para as análises da edificação (verticais e horizontais):

- Vento: já definido no item anterior;
- Peso próprio: considera-se para vigas e pilares concreto com densidade de 25 kN/m<sup>3</sup>. As lajes alveolares, de altura 20 cm, têm peso de 2,57 kN/m<sup>2</sup>;
- Alvenaria: consideradas em todo perímetro dos pavimentos, com altura 2,50 m e peso de 2,5 kN/m<sup>2</sup>;

- Revestimento: considerado em todo pavimento, com  $0,8 \text{ kN/m}^2$  (contempla a utilização de placas de granito e argamassa de assentamento);
- Sobrecarga acidental: considerada em todo pavimento, com  $4 \text{ kN/m}^2$ .

#### d) Combinações de serviço (E.L.S.):

Para este exemplo foi definida a *Combinação Freqüente de Serviço*, de acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2007). Foram definidas duas combinações, com base nas duas ações variáveis presentes: vento e sobrecarga acidental.

$$F_{d,ser,1} = F_{g,k} + \psi_1 \cdot F_{q,1,k} + \psi_2 \cdot F_{q,2,k}$$

Sendo  $F_{q,1}$  a sobrecarga acidental, com  $\psi_1 = 0,6$  e  $F_{q,2}$  a ação de vento, com  $\psi_2 = 0,0$ .

$$F_{d,ser,2} = F_{g,k} + \psi_1 \cdot F_{q,1,k} + \psi_2 \cdot F_{q,2,k}$$

Sendo  $F_{q,1}$  a ação de vento, com  $\psi_1 = 0,3$  e  $F_{q,2}$  a sobrecarga acidental, com  $\psi_2 = 0,4$ .

Para ambos os casos foi considerada a situação de elevada concentração de pessoas na edificação, de modo a se definir os valores de  $\psi_1$  e  $\psi_2$ .

A partir da análise da estrutura no programa *STRAP V.12.5*, com a envoltória das combinações definidas anteriormente, foi analisado o deslocamento no topo da estrutura em questão, comparando-se o mesmo com o limite definido pela NBR9062: 2006. Na referida norma, para edificações acima de dois pavimentos, o limite de deslocamento horizontal ( $\delta_{lim}$ ) na extremidade é dado pela expressão a seguir:

$$\delta_{lim} = \frac{H}{1200} = \frac{2400 \text{ cm}}{1200} = 2,0 \text{ cm}$$

Sendo  $H$  a altura total da edificação, que é de 24 m.

Na estrutura em questão foi obtido um deslocamento máximo no topo de 1,04 cm, sendo menor que o limite máximo estabelecido anteriormente. Tal análise foi feita no modelo espacial definido no programa *STRAP V.12.5*.

**e) Combinações últimas:**

Foi definida a *Combinação Última Normal* para esta edificação, com base em Carvalho e Figueiredo Filho (2007). Foram definidas quatro combinações diferentes para as ações atuantes:

$$F_{d,1} = 1,3.F_{g,1} + 1,4.F_{g,2} + 1,4.F_{g,3} + 1,4.F_{q,1,k} + 1,4.\psi_0.F_{q,2,k}$$

Sendo  $F_{q,1}$  a sobrecarga acidental e  $F_{q,2}$  a ação de vento, com  $\psi_0=0,60$ .

$$F_{d,2} = 1,3.F_{g,1} + 1,4.F_{g,2} + 1,4.F_{g,3} + 1,4.F_{q,1,k} + 1,4.\psi_0.F_{q,2,k}$$

Sendo  $F_{q,1}$  a ação de vento e  $F_{q,2}$  a sobrecarga acidental, com  $\psi_0=0,70$ .

$$F_{d,3} = 1,3.F_{g,1} + 1,4.F_{g,2} + 1,4.F_{g,3} + 1,4.F_{q,1,k}$$

Sendo  $F_{q,1}$  a ação de vento.

$$F_{d,4} = 1,3.F_{g,1} + 1,4.F_{g,2} + 1,4.F_{g,3} + 1,4.F_{q,1,k}$$

Sendo  $F_{q,1}$  a sobrecarga acidental.

Sendo as cargas permanentes:

- $F_{g,1}$  = peso próprio dos elementos pré-fabricados;
- $F_{g,2}$  = alvenaria;
- $F_{g,3}$  = revestimento.

Novamente foi considerada na estrutura a situação de elevada concentração de pessoas, na definição dos fatores de redução nas combinações.

A partir das combinações definidas anteriormente, sem aplicação do efeito *P-Delta*, foram definidos os deslocamentos em cada nível de laje, de modo a se determinar o

coeficiente  $\gamma_z$  (*Gama z*), indicador da deslocabilidade da edificação. Foram definidas duas das combinações anteriores para se determinar o coeficiente, de modo a se obter o maior deles. Para a definição dos valores de  $\gamma_z$  (*Gama z*) para este exemplo foi utilizada a ferramenta desenvolvida por Camillo *et al* (2011). Para a combinação  $F_{d,1}$ , a Figura 6. 4 indica a tela da planilha com o valor do coeficiente obtido. Novamente tais valores foram retirados do modelo espacial definido para a estrutura.

Area (m <sup>2</sup> )		1° a 7° andar		8° andar	
Laje	329,937	Viga (30x70)	89,271	Laje	329,937
Capa	0	Viga (40x80)	68,016	Capa	0
Revest.	110,604	Viga (30x50)	12,285	Revest.	110,604
SC	553,022	Alvenaria	140,875	SC	553,022
<b>Total (kN)</b>	<b>13040,1</b>			<b>Total (kN)</b>	<b>13040,1</b>

Paredes/Núcleo						
3D Cálculo do Gama Z - Vento Y						
Pavimento	Força V	Força H	Desl. (m)	Altura	Fv*desl.	Fh*Alt.
1	13040,11	210,9	0,00092	3	12,00	632,70
2	13040,11	232,5	0,00318	6	41,47	1395,00
3	13040,11	247,4	0,00644	9	83,98	2226,60
4	13040,11	259,0	0,0104	12	135,62	3108,00
5	13040,11	268,6	0,01482	15	193,25	4029,00
6	13040,11	276,9	0,01948	18	254,021	4984,20
7	13040,11	284,1	0,02426	21	316,353	5966,10
8	13040,11	143,8	0,02907	24	379,076	3451,20
<b>Soma=</b>					<b>1415,76</b>	<b>25792,80</b>

$\gamma_z = 1,06$
-------------------

Figura 6. 4 – Valor do  $\gamma_z$  (*Gama z*) para a combinação  $F_{d,1}$ .

A Figura 6. 5 indica a tela da planilha para determinação do coeficiente para a combinação  $F_{d,2}$ .

Area (m <sup>2</sup> )		1° a 7° andar		8° andar	
Laje	329,937	Viga (30x70)	89,271	Laje	329,937 Viga (30x70) 89,271
Capa	0	Viga (40x80)	68,016	Capa	0 Viga (40x80) 68,016
Revest.	110,604	Viga (30x50)	12,285	Revest.	110,604 Viga (30x50) 12,285
SC	387,116	Alvenaria	140,875	SC	387,116 Alvenaria 140,875
<b>Total (kN)</b>	<b>11381</b>			<b>Total (kN)</b>	<b>11381</b>

Paredes/Núcleo						
3D Cálculo do Gama Z - Vento Y						
Pavimento	Força V	Força H	Desl. (m)	Altura	Fv*desl.	Fh*Alt.
1	11381,04	351,5	0,00153	3	17,41	1054,50
2	11381,04	387,5	0,0053	6	60,32	2325,00
3	11381,04	412,3	0,01073	9	122,12	3710,79
4	11381,04	431,7	0,01734	12	197,35	5180,40
5	11381,04	447,7	0,02469	15	281,00	6715,50
6	11381,04	461,4	0,03247	18	369,542	8305,20
7	11381,04	473,5	0,04044	21	460,249	9943,50
8	11381,04	239,6	0,04844	24	551,298	5750,40
<b>Soma=</b>					<b>2059,29</b>	<b>42985,29</b>

<b>yz = 1,05</b>
------------------

Figura 6. 5 - Valor do  $\gamma_z$  (Gama z) para a combinação  $F_{d,2}$ .

Assim, para este primeiro exemplo, as dimensões dos elementos estruturais de contraventamento estão validadas, sendo que todos os quesitos de verificação foram respeitados. Pelo maior valor do coeficiente *Gama z* obtido, pode-se dizer que a estrutura se comporta como sendo de nós fixos ( $\gamma_z < 1,10$ ).

#### f) Esforços nos elementos de contraventamento – Método simplificado

Pretende-se neste item definir os esforços de momento fletor, devido a ação lateral de vento, nos quatro elementos de contraventamento presentes na estrutura em questão, de modo a se validar o modelo tridimensional analisado no programa de pórtico espacial. Tal definição será feita a partir da aplicação do método simplificado de análise, definido por Carvalho (2010) e Elliot (2002). Além da validação, tal análise é necessária de modo a se definir o coeficiente de rigidez de cada elemento de contraventamento, para se determinar o diagrama de esforços no plano do pavimento, devido a ação horizontal. Com isso, definem-se os reforços para o pavimento funcionar como diafragma rígido.

A partir do método simplificado, será definida qual a porcentagem de ação horizontal vai para cada um dos elementos de contraventamento da estrutura, em cada nível da mesma. Com uma ferramenta de análise plana, cada elemento será analisado individualmente. Os resultados obtidos serão comparados com os valores encontrados no modelo de pórtico espacial.

Sabe-se que a porcentagem da ação horizontal que vai para cada contraventamento é definida pela expressão a seguir:

$$H_i(\%) = \left( \frac{E_i \cdot I_i}{\sum E_i \cdot I_i} \pm \frac{e \cdot E_i \cdot I_i \cdot a_i}{\sum E_i \cdot I_i \cdot a_i^2} \right) \cdot H \cdot 100$$

De acordo com o Capítulo 2 deste trabalho, quando se tem estruturas simétricas, não há na mesma o efeito da torção, ou seja, o centro de cisalhamento é coincidente com o centro de gravidade do pavimento. Assim, a expressão anterior é simplificada, levando-se em consideração somente a translação do pavimento:

$$H_i(\%) = \left( \frac{E_i \cdot I_i}{\sum E_i \cdot I_i} \right) \cdot 100$$

Para determinação dos valores de  $E.I$  de cada parede da estrutura, será aplicado o método do pilar equivalente. Com o auxílio do programa *FTool* (Martha, 2008), as duas paredes de inércias diferentes foram analisadas, com a aplicação de uma força de 100 kN na extremidade das mesmas. A expressão para definição dos valores de  $E.I$  é a seguinte:

$$(E \cdot I)_{\text{pilar}} = \frac{F \cdot H^3}{3 \cdot \delta_{\text{pórtico}}}$$

A Figura 6. 6 indica ambas as paredes no programa. Já a Tabela 6. 1 indica os valores de rigidez para cada uma das quatro paredes.

Tabela 6. 1 – Valor de rigidez para cada parede.

Método do pilar equivalente		
Parede	$\delta$ (m)*	$E \cdot I_{\text{equiv}}$
A	0,03539	13020627,3
B	0,00864	53333333,3

Sendo a parede A das extremidades da edificação (seção 40 x 250 cm) e as paredes B que compõem o núcleo rígido, com seção de 40 x 400 cm. Sabe-se que, na estrutura, existem duas paredes do tipo A e duas do tipo B.



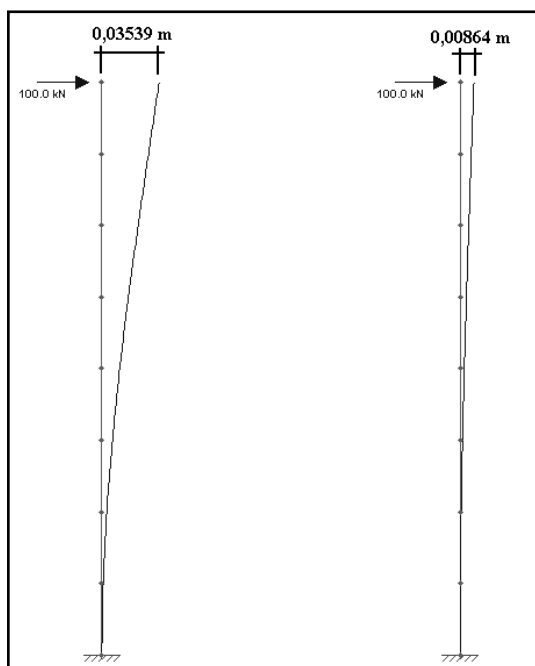


Figura 6. 6 – Modelo estrutural para definição da rigidez das paredes de contraventamento.

A Figura 6. 7 indica a planilha desenvolvida para este trabalho, na qual é determinada a porcentagem da ação horizontal, em cada nível, que vai para cada elemento de contraventamento. Como se vê pela planilha, não há na estrutura excentricidade da ação de vento ( $e$ ), devido à disposição simétrica dos elementos em planta. Sabe-se, para este exemplo, que a parede A é igual a D (laterais), e a parede B é igual a C (do núcleo central).

Assim, pode-se definir para cada parede o valor de ação horizontal concentrada em cada nível de laje. A Tabela 6. 2 indica, para cada parede, tais valores de ação.

Através da aplicação do programa *FTool* (Martha, 2008), define-se então os valores de momento fletor na base de ambas as paredes, de modo a se comparar com o valores obtidos pelo programa *STRAP V.12.5*. A Figura 6. 8 indica os modelos definidos no programa de pórtico plano, juntamente com os esforços.

Comparando-se com o modelo de pórtico espacial, pode-se perceber que no modelo de pórtico plano os esforços nas paredes B e C foram maiores (9,00%), assim como os esforços nas paredes A e D também foram maiores (1,05%). Os esforços obtidos pelo modelo espacial são indicados na Figura 6. 9.

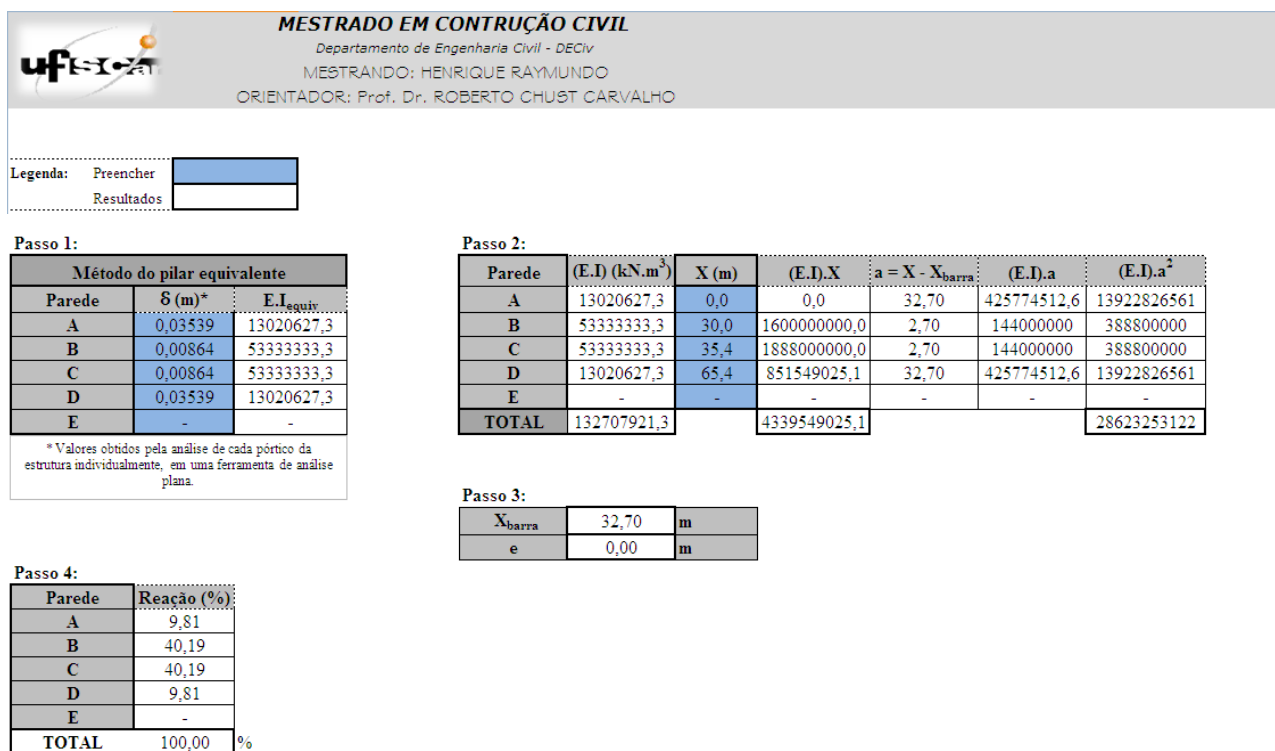


Figura 6. 7 – Parcela da ação horizontal em cada contraventamento.

Tabela 6. 2 – Ação horizontal concentrada em cada nível de cada parede de contraventamento.

Parede A=D		Parede B=C		Ação total (kN)
Nível	Ação (kN)	Nível	Ação (kN)	
1	24,85	1	100,67	251,05
2	27,40	2	110,99	276,79
3	29,16	3	118,10	294,51
4	30,52	4	123,64	308,33
5	31,66	5	128,22	319,76
6	32,63	6	132,16	329,58
7	33,48	7	135,63	338,22
8	16,94	8	68,63	171,14

Considerando a análise realizada, pode-se definir também o coeficiente de mola que representa cada uma das paredes da estrutura. Esse coeficiente será utilizado para definir os esforços no pavimento (na direção paralela ao mesmo) de modo a se proceder ao dimensionamento das armaduras de reforço para que funcionem como diafragma rígido na estrutura.

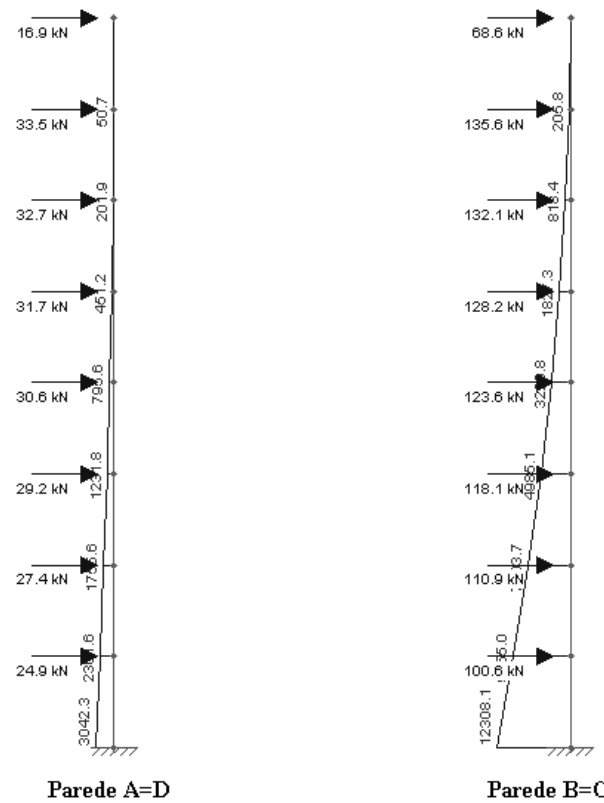


Figura 6. 8 – Esforços obtidos pelo programa de pórtico plano.

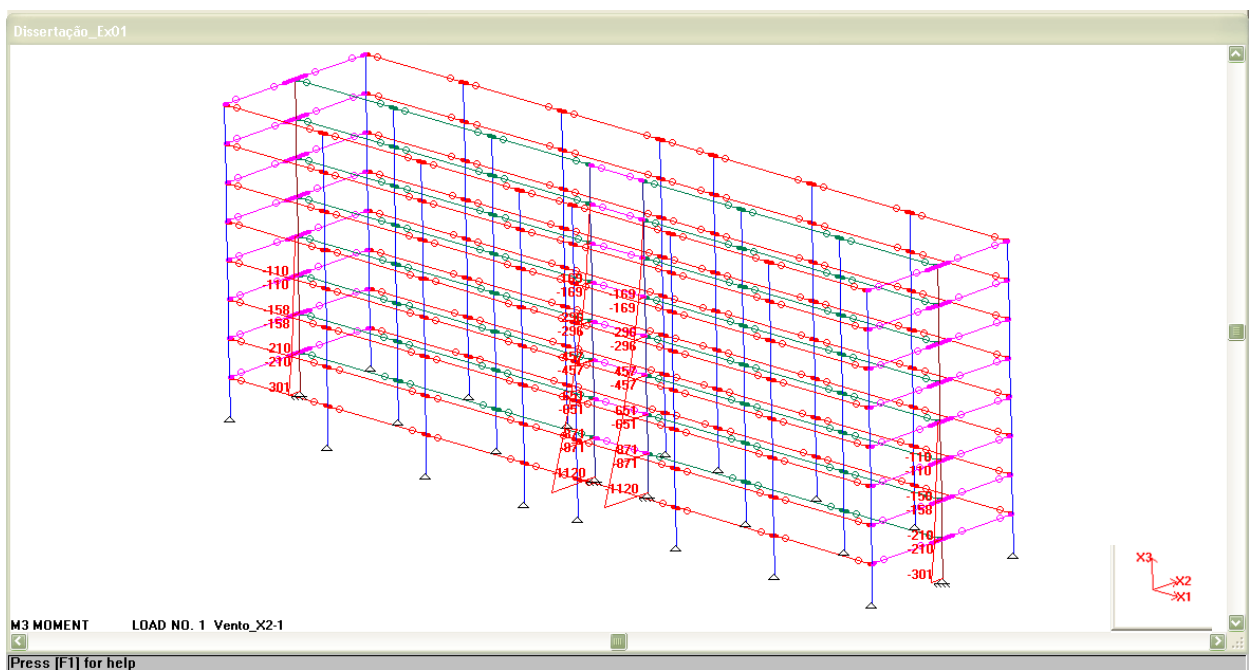


Figura 6. 9 – Esforços obtidos pelo programa de pórtico espacial.

A rigidez ( $R$ ) das molas que representam cada parede é definida a partir da seguinte relação:

$$R = \frac{F_H}{\delta_H}$$

Sendo  $F_H$  a força aplicada no topo da barra que representa a parede e  $\delta_H$  o respectivo deslocamento horizontal. A Tabela 6. 3 indica o coeficiente obtido para cada uma das paredes da edificação em análise.

Assim, novamente com o auxílio do programa *FTool* (Martha, 2008), o pavimento será modelado com uma viga apoiada em quatro vínculos com características de molas, com a rigidez definida na direção paralela a ação lateral considerada.

Tabela 6. 3 – Coeficiente de mola que representa as paredes de contraventamento.

Parede A=D		Parede B=C	
$\delta_H$ (m)	$F_H$ (kN)	$\delta_H$ (m)	$F_H$ (kN)
0,03539	100	0,00864	100
<b>R (kN/m)= 2825,66</b>		<b>R (kN/m)= 11574,07</b>	

### g) Dimensionamento do pavimento como diafragma rígido

Neste item, o sétimo pavimento da estrutura em questão será dimensionando e verificado para ter comportamento de diafragma rígido. Para tais análises e verificações, a ação lateral de vento será considerada majorada por 1,4. A Figura 6. 10 indica o pavimento em questão (vista em planta), juntamente com a ação lateral considerada.

#### g.1) Esforços no pavimento:

O pavimento indicado na figura anterior pode ser simulado como uma viga apoiada em base elástica (sendo os apoios elásticos os elementos de contraventamento), conforme esquema estrutural da Figura 6. 11.

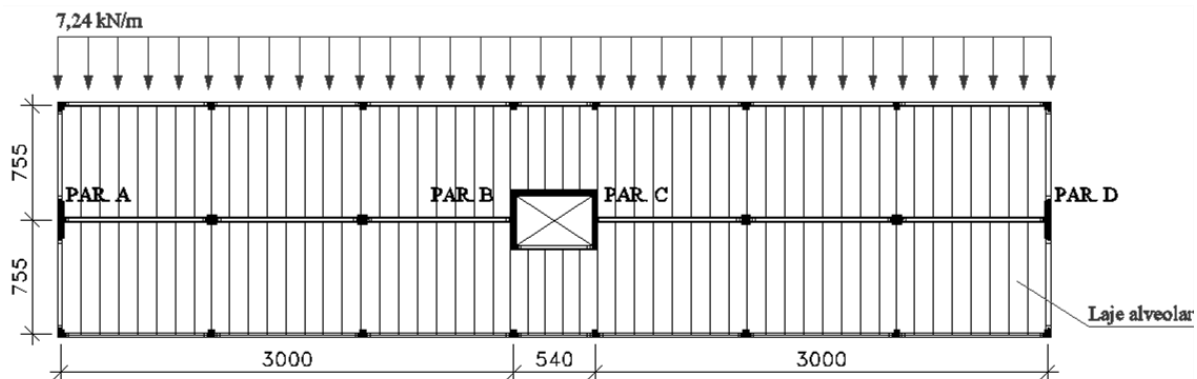


Figura 6. 10 – Pavimento com ação considerada para seu dimensionamento como diafragma rígido.

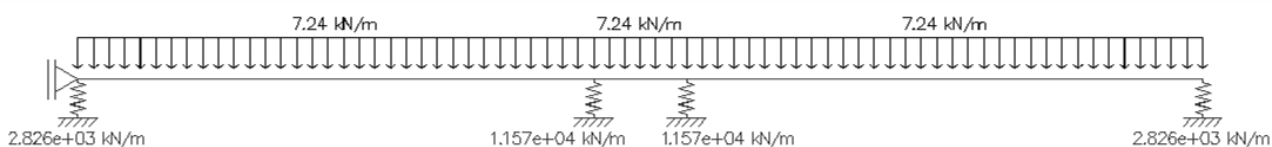


Figura 6. 11 – Esquema estrutural do pavimento para determinação dos esforços em seu plano.

A partir do modelo especificado na figura anterior, é possível definir agora os diagramas de força cortante e momento fletor no plano do pavimento. A Figura 6. 12 indica ambos os diagramas para o pavimento da estrutura em questão.

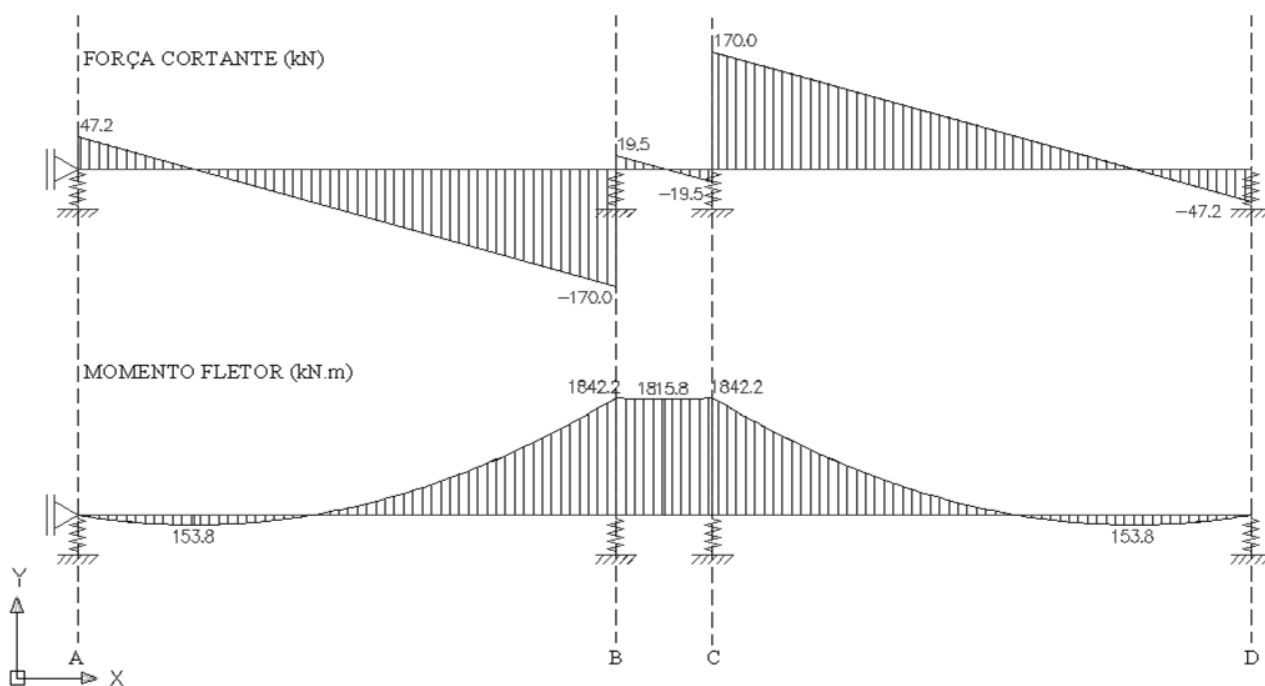


Figura 6. 12 – Diagrama de esforços no pavimento da estrutura.

## g.2) Determinação da máxima força de tração em cada trecho da estrutura

### (Engrenamento):

De acordo com item 4.6 deste trabalho, deve-se determinar o valor de  $X$  em cada trecho da estrutura (região entre cada elemento de contraventamento), que representa o ponto de pior situação de combinação de força cortante e momento fletor. Para estruturas hiperestáticas, o ponto  $X$  é dado na expressão a seguir:

$$X = \frac{H_A}{q} - \frac{z}{(n+1) \cdot \mu'}$$

- **Trecho A – B:** Sendo  $H_A = 47,2$  kN,  $n = 2$  (módulos resistentes a ação lateral),  $\mu' = 5$  (fator de atrito),  $q = 7,24$  kN/m (ação lateral no pavimento) e  $z$  o braço de alavanca (que depende da largura do pavimento), tem-se:

$$X = \frac{47,2}{7,24} - \frac{0,8 \cdot 15,1}{(2+1) \cdot 5}$$

$$\mathbf{X_{AB} \cong 5,7 \text{ m}}$$

Observando-se os valores de esforços nesta coordenada (*eixo x*) dos diagramas anteriores (visualização no próprio programa *FTool*), pode-se determinar:

$$\mathbf{M_{AB} = 151,4 \text{ kN.m}}$$

$$\mathbf{V_{AB} = 5,9 \text{ kN}}$$

Assim, o máximo valor de tração neste ponto é dado a seguir, que contempla uma força de tração advinda do momento fletor ( $M_h$ ) e outra parte da força cortante ( $V_y$ ):

$$T_{x,max} = \frac{M_h}{z} + \frac{V_y}{(n+1) \cdot \mu'}$$

$$T_{x,max} = \frac{151,4}{0,8 \cdot 15,1} + \frac{5,9}{(2+1) \cdot 5}$$

$$\mathbf{T_{x,max} = 12,93 \text{ kN}}$$

- **Trecho B – C:** Sendo  $H_A = 47,2+170+19,5$  kN,  $n = 2$  (módulos resistentes a ação lateral) e  $\mu'=5$  (fator de atrito), tem-se:

$$X = \frac{47,2 + 170 + 19,5}{7,24} - \frac{0,8.15,1}{(2 + 1).5}$$

$$\mathbf{X_{BC} \cong 31,9 \text{ m}}$$

Observando-se os valores de esforços nesta coordenada (*eixo x*) dos diagramas anteriores, pode-se determinar:

$$\mathbf{M_{BC} = 1818,2 \text{ kN.m}}$$

$$\mathbf{V_{BC} = 5,8 \text{ kN}}$$

Assim, o máximo valor de tração neste ponto é dado a seguir, que contempla uma força de tração advinda do momento fletor ( $M_h$ ) e outra parte da força cortante ( $V_y$ ):

$$T_{x,max} = \frac{M_h}{z} + \frac{V_y}{(n + 1). \mu'}$$

$$T_{x,max} = \frac{1818,2}{0,8.15,1} + \frac{5,9}{(2 + 1).5}$$

$$\mathbf{T_{x,max} = 150,9 \text{ kN}}$$

- **Trecho C – D:** como se tem uma estrutura simétrica, os valores deste trecho são idênticos ao do Trecho AB.

A Tabela 6. 4 indica um resumo dos trechos e os valores máximos de tração encontrados, considerando as análises realizadas e indicadas anteriormente.

**Tabela 6. 4 – Valores máximos de tração em cada trecho da estrutura.**

<b>Trecho</b>	<b>Tração (kN)</b>
<b>A-B</b>	12,93
<b>B-C</b>	150,90
<b>C-D</b>	12,93

**g.3) Determinação da armadura longitudinal ( $A_{sv,l}$ ) sobre cada viga (Engrenamento):**

Pelas análises do item anterior, a máxima força de tração ao longo do pavimento é  $T=150,9 \text{ kN}$ . Deve-se lembrar, entretanto, que o mínimo valor definido para a força no tirante é de 70 kN. Através da relação com a tensão máxima nas barras dos tirantes (barras CA50), determina-se a área de armadura a ser inserida sobre cada conjunto de vigas de apoio das lajes na estrutura, a partir da expressão a seguir:

$$A_{sv,1} = \frac{150,9}{50/1,15} = 3,47 \text{ cm}^2$$

Portanto, utiliza-se sobre cada conjunto de vigas (três linhas de vigas)  $2\text{Ø}16,0$  ( $4,0 \text{ cm}^2 > 3,47 \text{ cm}^2$ ).

**g.4) Verificação das tensões nas juntas – Direção y:**

Sabe-se, pelos diagramas de esforços, que o máximo de cortante ( $V=170,0 \text{ kN}$ ) é acompanhado de  $M=1842,2 \text{ kN.m}$ . Assim, a tensão ao longo das juntas na direção de y (sentido do comprimento das lajes alveolares) é dada pela expressão a seguir, que contempla a interação cortante/momento:

$$\tau_y = \frac{V_y}{z \cdot (D - 30\text{mm})}$$

Sendo  $z = 0,8.15,1 \text{ m} = 12,08 \text{ m}$  (largura do pavimento na direção da ação considerada) e  $D=200 \text{ mm}$  (altura da laje alveolar considerada no pavimento).

$$\tau_y = \frac{170,0}{0,8.15,1 \cdot (200 - 30)} = 0,083 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Sabendo-se que o limite de tensão nas juntas estabelecido para este exemplo é de  $0,23 \text{ N/mm}^2$ , sabe-se então que o valor encontrado foi menor que tal limite. Sendo assim, até agora, nas análises de tensões, não há necessidade de se considerar *Dowel Action* (Ação de Pino) e um respectivo aumento das barras  $A_{sv,l}$  ( $2\text{Ø}16,0$ ) já inseridas.



### g.5) Verificação das tensões nas juntas – Direção x:

A tensão ao longo do sentido de largura dos elementos de laje alveolar (*direção x*) é dada pela expressão a seguir:

$$V_x = \frac{6 \cdot V_y \cdot (B - L_1) \cdot L_1}{B^3}$$

Sendo  $B=15,1$  m (largura total do pavimento) e  $L_1= 7,55$  m (tamanho do primeiro módulo resistente a ação lateral), tem-se:

$$V_x = \frac{6 \cdot 170 \cdot (15,1 - 7,55) \cdot 7,55}{15,1^3} \cong 16,9 \frac{kN}{m} \text{ de laje.}$$

A tensão máxima, considerando a análise para um elemento alveolar de largura unitária (1000 mm) e altura 200 mm, é dada por:

$$\tau_x = \frac{16,9 \cdot 10^3}{1000 \cdot 200} = 0,085 \frac{N}{mm^2}$$

Como se verifica pela expressão anterior, novamente o valor obtido foi menor que o limite de tensão estabelecido ( $0,23 \text{ N/mm}^2$ ).

Até agora, nas análises de tensões, não há necessidade de se considerar **Dowel Action** (**Ação de Pino**) e, conseqüentemente, não há necessidade de se inserir as **Coupling Bars** (Barras de Acoplamento) na direção do comprimento dos alvéolos das lajes.

Ainda dentro das verificações de **Aggregate Interlock** (**Engrenamento**), a última verificação a ser feita diz respeito ao alongamento máximo das barras do tirante (ou tamanho das fissuras) ( $A_{sv,l}$ ) já inseridas.

### g.6) Largura transversal máxima da fissura( $l_s$ ):

Pela Tabela 4.3 deste trabalho, sabe-se que  $\delta_i=0,15 \text{ mm}$  (considerando juntas entre lajes de 50 mm, que recebem preenchimento aos 28 dias de idade). Assim, pela expressão a seguir pode-se determinar o valor da abertura da fissura máxima ( $l_s$ ):

$$l_s = \frac{T_{max}}{A_s \cdot E_s} \cdot L_s + \delta_{ti}$$

Sendo:

$$L_s = 30 \cdot d \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,inserido}}$$

$$L_s = 0,80 \cdot W$$

Sendo W a largura de placa de laje alveolar (125 cm) e  $d$  o diâmetro do tirante utilizado, tem-se:

$$L_s = 30 \cdot 16,0 \cdot \frac{3,47}{4} = 416 \text{ mm} < 0,8 \cdot 1250 \therefore L_s = 416 \text{ mm}$$

Sendo  $T_{max}$  a máxima força de tração já determinada,  $A_s$  a armadura disposta sobre cada viga de apoio das lajes da estrutura e  $E_s$  o módulo de elasticidade das barras do tirante, tem-se:

$$l_s = \frac{150,9 \cdot 10^3 \cdot 416}{400 \cdot 200 \cdot 10^3} + 0,15 = 0,93 \text{ mm} > \delta_{t,lim} = 0,5 \text{ mm} \rightarrow \text{NÃO OK!!}$$

Como este quesito não foi seguido, insere-se então 1Ø16,0 a mais sobre as três linhas de vigas de apoio das lajes, totalizando então 3Ø16,0 (6,0 cm<sup>2</sup>) sobre cada uma delas, ao longo de todo o comprimento do pavimento. Voltando direto na equação de  $l_s$ , têm-se agora novos valores de  $L_s$ . O máximo valor de abertura observado é de:

$$L_s = 30 \cdot 16,0 \cdot \frac{3,47}{6} = 277,6 \text{ mm} < 0,8 \cdot 1250 \therefore L_s = 277,6 \text{ mm}$$

$$l_s = \frac{150,9 \cdot 10^3 \cdot 277,6}{600 \cdot 200 \cdot 10^3} + 0,15 = 0,49 \text{ mm} < \delta_{t,lim} = 0,5 \text{ mm} \rightarrow \text{OK!!}$$

Como se observa anteriormente, houve a necessidade de se aumentar a armadura dos tirantes devido ao grande valor de alongamento encontrado. Deve-se lembrar de que esta

análise está associada a deformabilidade da estrutura e do pavimento, podendo definir, por exemplo, se o mesmo se comporta como rígido ou flexível.

A análise das tensões nas barras do tirante pode ser um indicador desse grande alongamento nas mesmas. Para isso, pode-se fazer uma análise dessas tensões atuantes nas barras, com base na tensão de escoamento do material definido. Inicialmente, com duas barras de Ø16,0, com força de 150,9 kN, cada barra estará sujeita a uma força de 75,45 kN (atuante). Comparando-se com a tensão de escoamento tem-se:

$$\sigma_{atuante} = \frac{75,45 \text{ kN}}{\frac{\pi \cdot 0,016^2}{4}} = 375,3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{escoamento} = \frac{500 \text{ MPa}}{1,15} = 434,8 \text{ MPa}$$

A relação ( $R$ ) entre ambos pode ser definida:

$$R = \frac{375,3}{434,8} = 0,86$$

Quando se inseriu uma barra a mais na armadura do tirante, os valores de tensão atuantes agora são os definidos a seguir, considerando que em cada barra agora há uma força de 50,3 kN:

$$\sigma_{atuante} = \frac{50,3 \text{ kN}}{\frac{\pi \cdot 0,016^2}{4}} = 250,2 \text{ MPa}$$

A relação ( $R$ ) entre ambos pode ser definida novamente:

$$R = \frac{250,2}{434,8} = 0,58$$

Pode-se observar em Elliot (2002) um exemplo numérico no qual é possível se definir as relações entre tensão atuante na barra e a tensão de escoamento da mesma, de modo a se

comparar com o exemplo numérico feito anteriormente. Tem-se uma força atuante nas barras do tirante de 127,3 kN. Sabe-se que foram inseridas duas barras de Ø16,0 mm e, portanto, em cada barra tem-se 63,65 kN:

$$\sigma_{atuante} = \frac{63,65 \text{ kN}}{\frac{\pi \cdot 0,016^2}{4}} = 316,6 \text{ MPa}$$

Assim, a relação pode ser dada:

$$R = \frac{316,6}{434,8} = 0,73$$

Entretanto, novamente houve a necessidade de se alterar para três barras a armadura do tirante, totalizando uma força em cada barra de 42,4 kN:

$$\sigma_{atuante} = \frac{42,4 \text{ kN}}{\frac{\pi \cdot 0,016^2}{4}} = 210,9 \text{ MPa}$$

Assim, a relação pode ser dada:

$$R = \frac{210,9}{434,8} = 0,49$$

### **g.7) Conclusões:**

O dimensionamento das barras a serem inseridas no pavimento, para que o mesmo funcione como diafragma rígido, foi finalizado. Tal dimensionamento foi realizado somente pelo método de *Aggregate Interlock (Engrenamento)*, pois as tensões (em ambas as direções) nas juntas dos elementos de laje alveolar sempre foram menores que o limite estabelecido para este exemplo (no caso, 0,23 N/mm<sup>2</sup>, da BS8110-1 [1997]). Assim, tem-se:

$\tau_y = 0,083 \text{ N/mm}^2 < 0,23 \text{ N/mm}^2 \rightarrow$  Sem necessidade de aumentar as barras  $2\text{Ø}16,0$  dimensionadas pela força de tração máxima. O aumento seria feito então pelo método de **Dowel Action (Ação de Pino)**, caso a tensão fosse maior que o limite determinado;

$\tau_x = 0,085 \text{ N/mm}^2 < 0,23 \text{ N/mm}^2 \rightarrow$  Sem a necessidade de se inserir nas lajes (na direção dos alvéolos) as *coupling bars* (Barras de Acoplamento), pelo método de **Dowel Action (Ação de Pino)**;

$l_s = 0,93 \text{ mm} > 0,5 \text{ mm} \rightarrow$  necessidade de aumentar a amadura dimensionada anteriormente para  $3\text{Ø}16,0$ , mas ainda pelo método de **Aggregate Interlock (Engrenamento)**.

### g.8) Detalhes construtivos:

Pretende-se neste item indicar alguns detalhes construtivos referentes às armaduras de reforço dimensionadas, para que o pavimento se comporte como diafragma rígido. Serão indicados alguns detalhes referentes às barras  $A_{sv,l}$  dimensionadas anteriormente, bem como detalhes da ligação do pavimento com as quatro paredes de contraventamento da estrutura analisada.

Sabe-se que a região final do pavimento (encontro das lajes alveolares com as paredes de cisalhamento moldadas *in loco*) tem as forças de cisalhamento mais altas, considerando todo o diagrama obtido. De modo a se eliminar as análises de tensões nas juntas nessas regiões, optou-se por inserir no pavimento um detalhe construtivo encontrado no material da FIB (2008), indicado no Capítulo 5 deste trabalho. Neste detalhe, considera-se que o pavimento esteja “*apoiado*” nas paredes. Tal apoio é realizado com consolos moldados na própria obra, em janelas abertas nas placas de lajes alveolares. Para este exemplo, observando-se o diagrama de força cortante disposto anteriormente, nos apoios centrais, nota-se uma reação de aproximadamente 189 kN. Deste modo, foram dimensionados dois consolos em tais paredes, dispostos na direção do pavimento. Devido ao seu modo construtivo e funcionamento estrutural, os mesmo foram denominados como “*consolos horizontais*”. A favor da segurança, tais consolos foram dimensionados para que cada um deles suportasse uma carga de 189 kN. As Figura 6. 13 e 6.14 indicam os detalhes de locação e disposição de tais consolos, somente para as paredes de extremidade do pavimento.

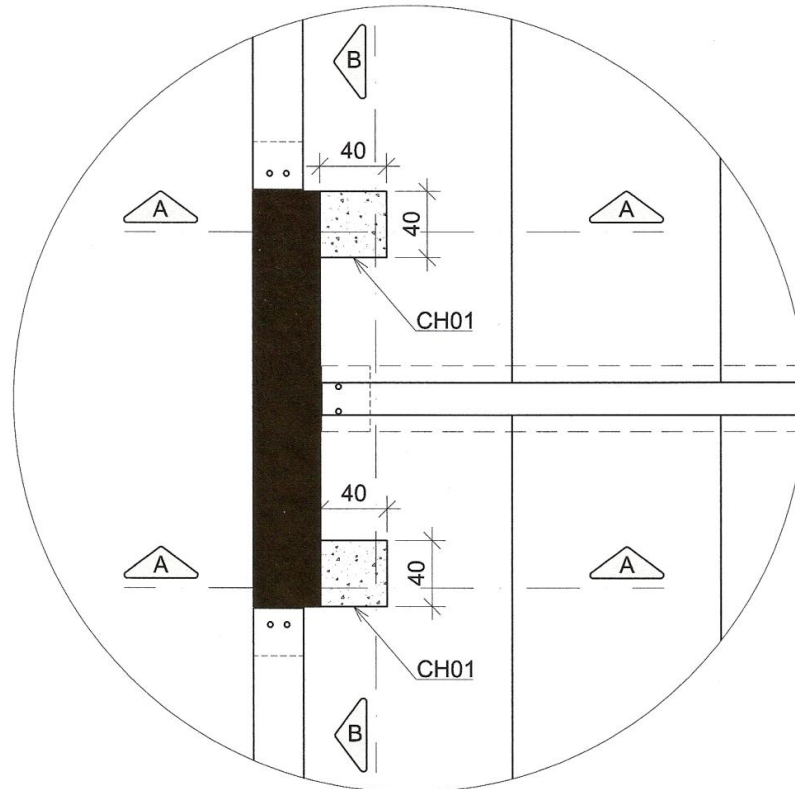
Para o dimensionamento do consolo, foram seguidos os preceitos definidos pela NBR6118: 2004. O detalhamento dos mesmos está indicado na Figura 6. 15. Como se verifica pelo detalhamento, sugere-se que tais consolos sejam feitos posteriormente à parede, deixando

---

as armaduras dos mesmos internamente (utilizando luvas e barras CA25, que podem ser puxadas e complementadas posteriormente).

A partir das análises numéricas realizadas anteriormente, pode-se detalhar também as barras do tirante dispostas sobre as vigas de apoio das lajes alveolares. Existem duas principais regiões que devem receber atenção, que são elas: pilares de extremidade e pilares intermediários. Desta maneira, a Figura 6. 16 indica a ancoragem das barras do tirante nas extremidades da estrutura, já as Figura 6. 17 e Figura 6. 18 indicam detalhes de execução contidos em pilares intermediários. Deve-se lembrar de que todos os detalhes definidos têm a função de deixar clara a interferência entre as barras do tirante e os elementos pré-fabricados. Como se observa pelas figuras, optou-se por inserir, como armadura dos tirantes, duas barras Ø20 (CA50) ao invés das três barras Ø16 (CA50) definidas anteriormente. Essa solução foi tomada de modo a diminuir a quantidade de barras com interferência nos elementos pré-fabricados.

DETALHE - CONSOLO HORIZONTAL CH01



CORTE AA

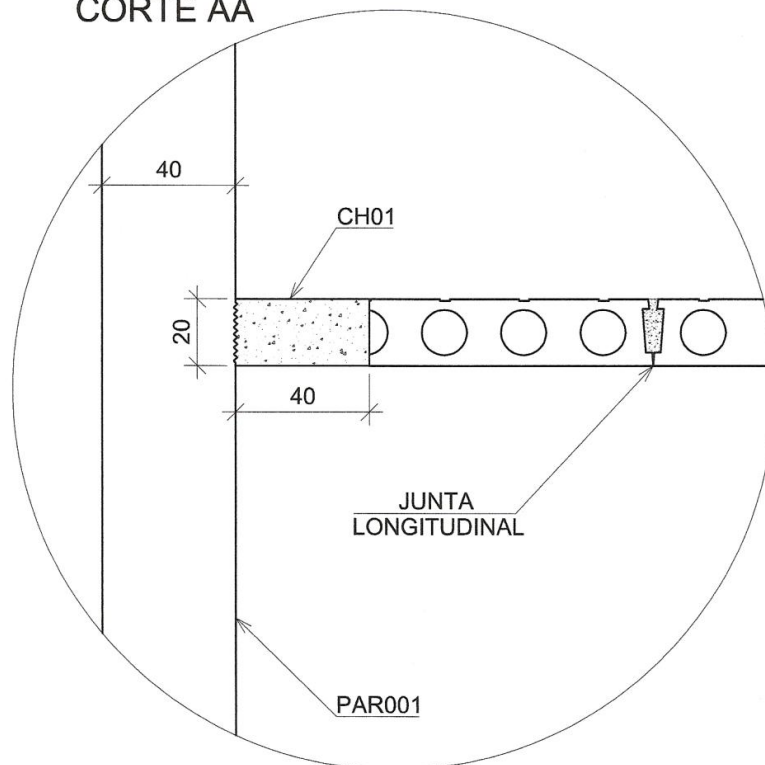


Figura 6. 13 – Consolos horizontais dispostos juntos à parede de cisalhamento lateral da estrutura analisada.

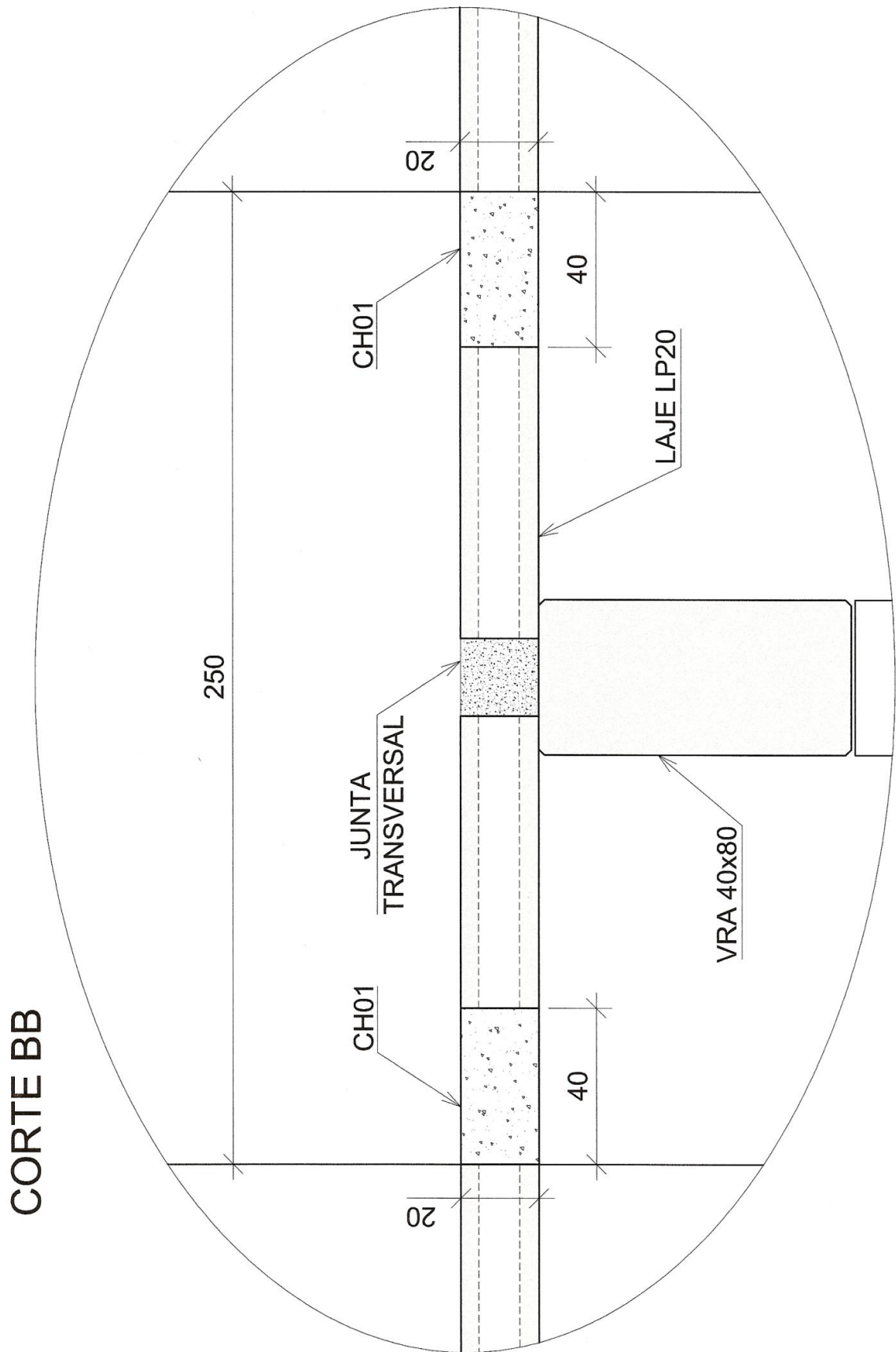


Figura 6. 14 – Vista do Corte BB da locação e detalhes das formas dos consolos.



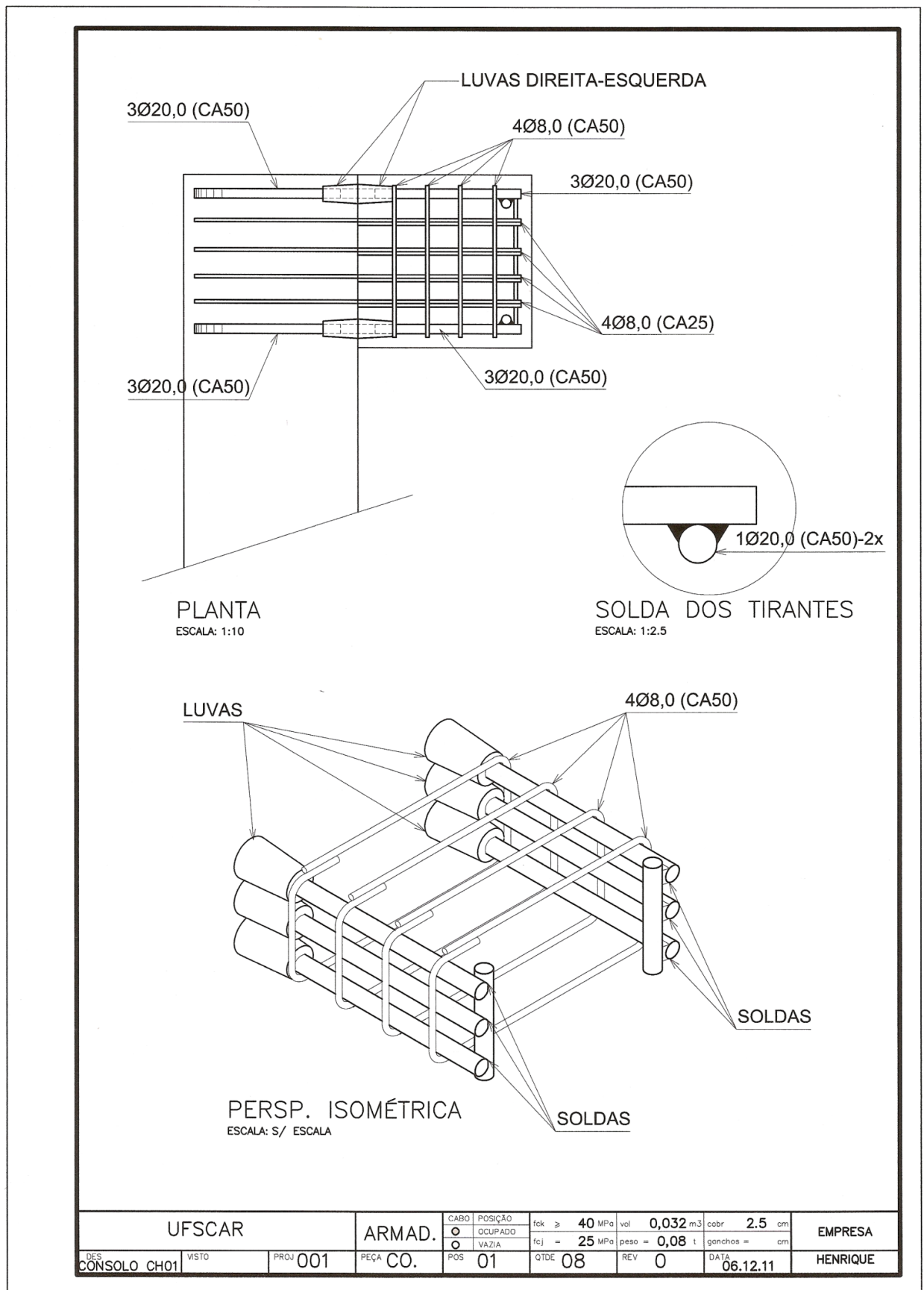


Figura 6. 15 – Detalhamento da armadura dos consolos horizontais dispostos no pavimento em análise.

## DETALHE - PILAR EXTREMIDADE

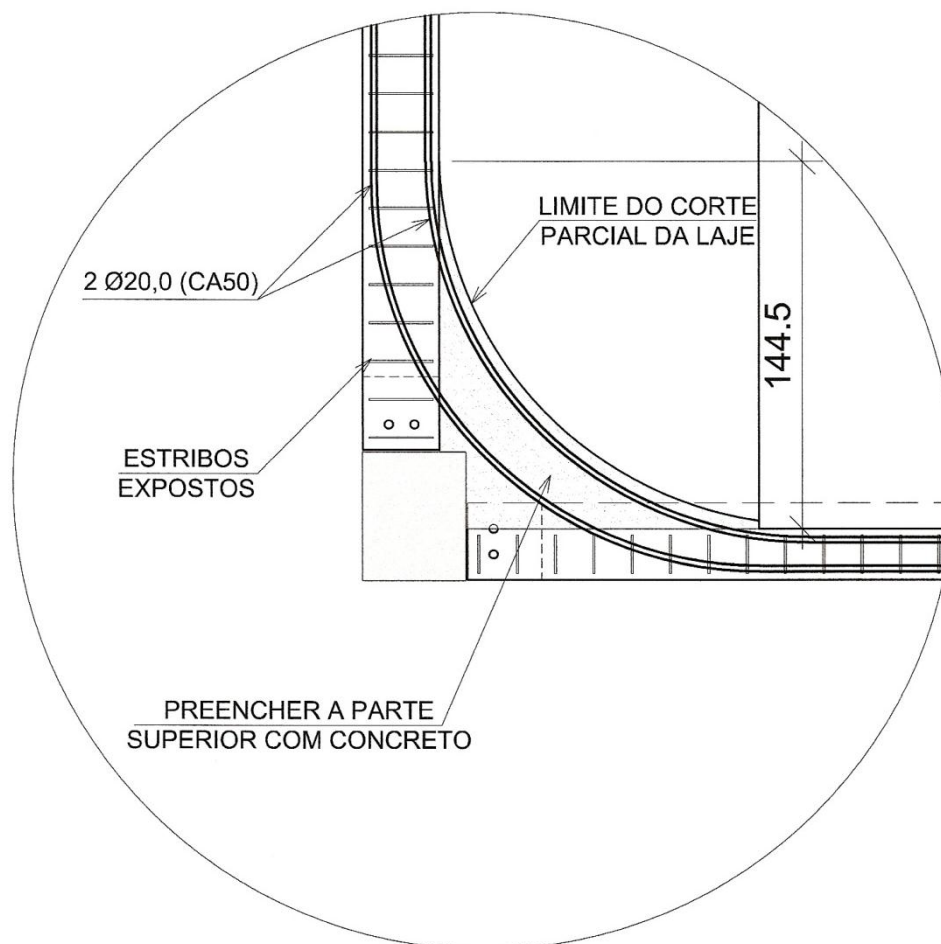


Figura 6. 16 – Vista em planta da ancoragem dos tirantes na região extrema da estrutura (pilares de canto).

Como se verifica na Figura 6. 16, há a necessidade de se realizar um corte na extremidade da última laje alveolar (cantos) dos pavimentos. Esse corte é realizado somente na metade superior da laje, restante ainda, na parte inferior, a outra metade. Após a inserção das barras do tirante, fazendo a curva sobre tal corte, essa região deve ser preenchida com concreto (no momento do preenchimento das demais juntas das lajes), fazendo ali um trecho maciço sobre a viga. Outra possibilidade, em tal região, seria a inserção de luvas nos pilares, para ancoragem das barras do tirante.

## DETALHE - PILAR CENTRAL

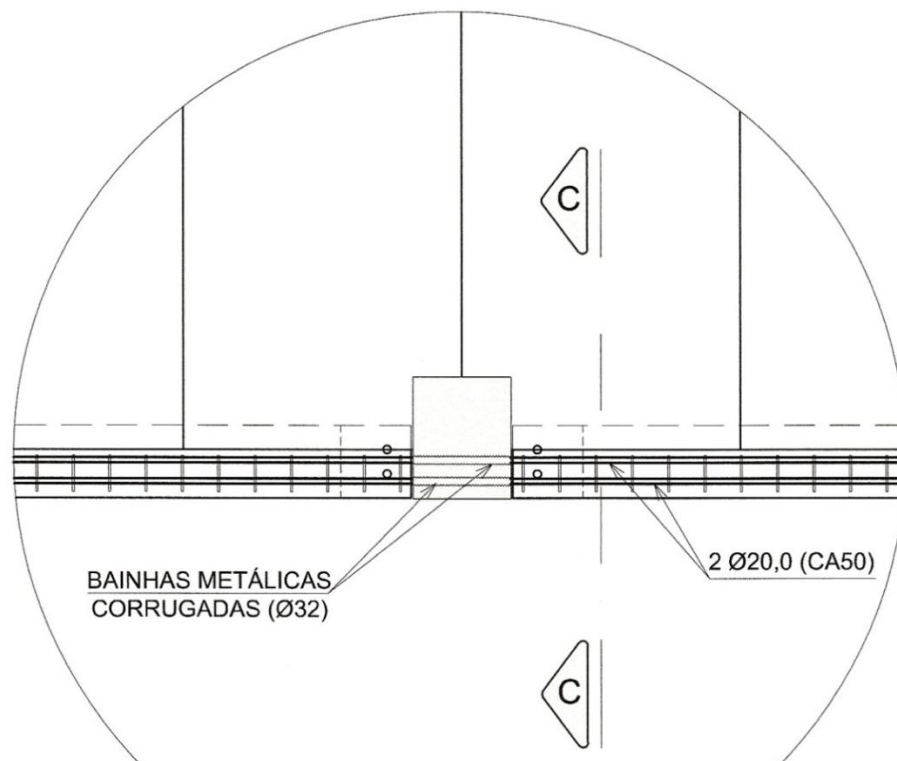


Figura 6. 17 – Interferência das barras do tirante com pilares intermediários da estrutura.

## CORTE CC

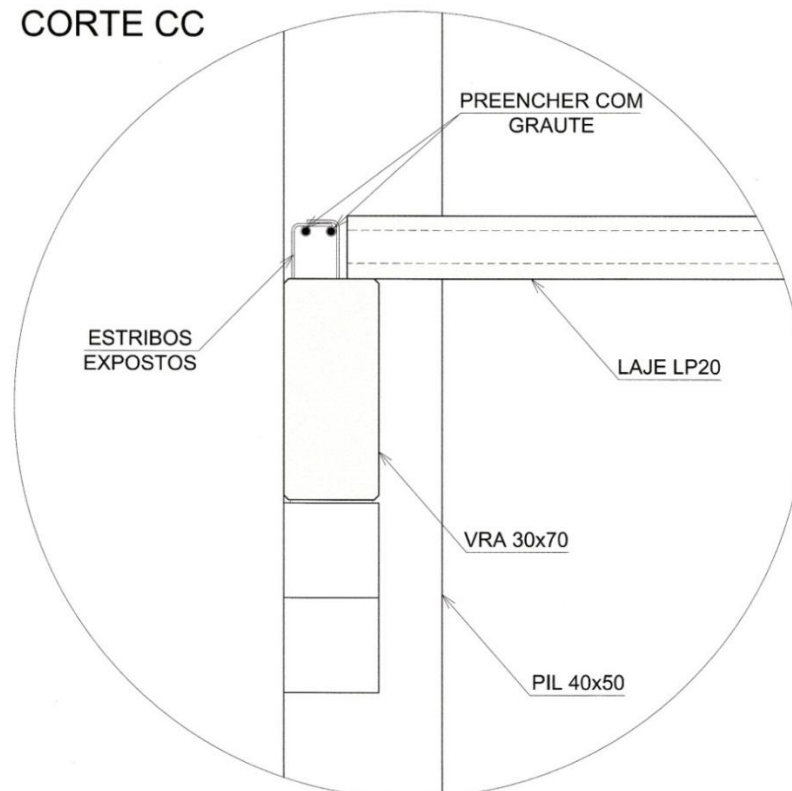


Figura 6. 18 – Corte CC indicando a necessidade de preenchimento com graute das bainhas metálicas (após inserção das barras do tirante).

## **6.2 Exemplo numérico 02 – Estrutura com pórticos semi-rígidos e lajes paralelas a ação lateral**

Neste segundo exemplo será analisada uma estrutura composta por elementos pré-fabricados novamente de oito pavimentos, sendo estes em formato retangular de dimensões 65,4 x 15,1 m em planta. O pavimento, composto por dois módulos de lajes, terá as mesmas dispostas em sentido paralelo ao sentido da ação lateral de vento a ser considerada (vento perpendicular à face de 65,4 m). Novamente a distância média entre pavimentos é de 3,0 m.

Nesta segunda edificação analisada, serão dispostos oito pórticos na estrutura, que serão os elementos de contraventamento da mesma. A Figura 6. 19 indica a planta do pavimento tipo da edificação, com a dimensão dos elementos estruturais. Já a Figura 6. 20 indica uma visualização espacial de trechos da estrutura, como a conexão entre peças pré-fabricadas (ligação viga – pilar).

Poderá ser definida para esta estrutura uma nova sequência de atividades, com algumas diferenças em relação a sequência definida para o exemplo anterior:

- a) Definição das características e dados dos materiais a serem aplicados nos elementos estruturais;
- b) Definição da ação lateral de vento, em cada nível da estrutura, de acordo com os preceitos da NBR6123: 1988;
- c) Definição das ações verticais atuantes nos pavimentos;
- d) Cálculo da rigidez da mola a ser inserida na ligação viga – pilar, a partir dos preceitos definidos por Ferreira e Jeremias Jr. (2007);
- e) Definição das combinações de serviço a serem utilizadas para análise de deslocamentos (*E.L.S.*) e validação dos elementos estruturais;
- f) Definição das combinações últimas (*E.L.U.*), de modo a se analisar e validar a estabilidade global da edificação;
- g) Determinação dos valores de *E.I* de cada pórtico;
- h) Dimensionamento do sétimo pavimento para o mesmo funcionar como *diafragma rígido*;
- i) Indicação de detalhes do projeto de reforço e armaduras do pavimento analisado no item anterior.

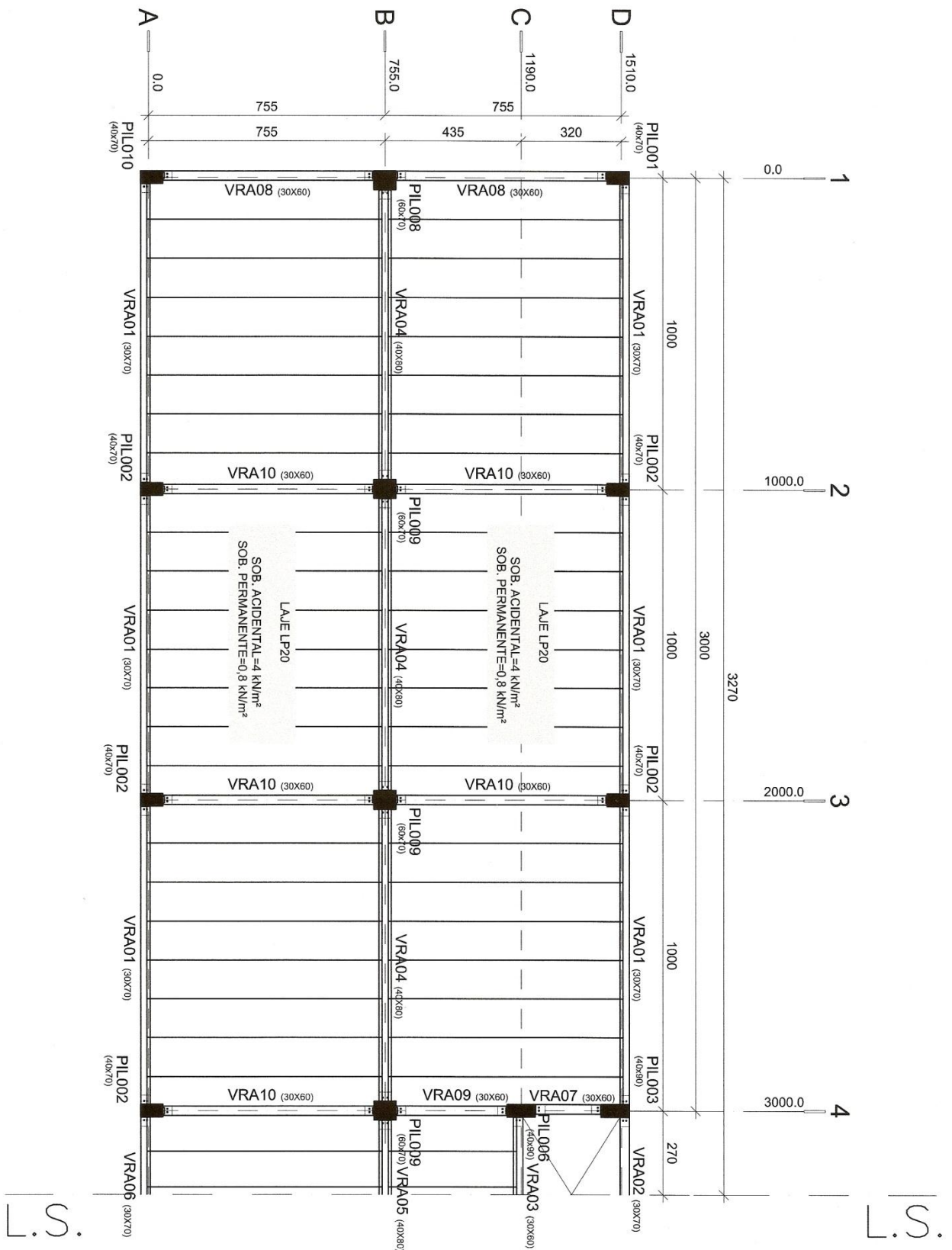


Figura 6. 19 – Pavimento tipo da estrutura a ser analisada neste exemplo.

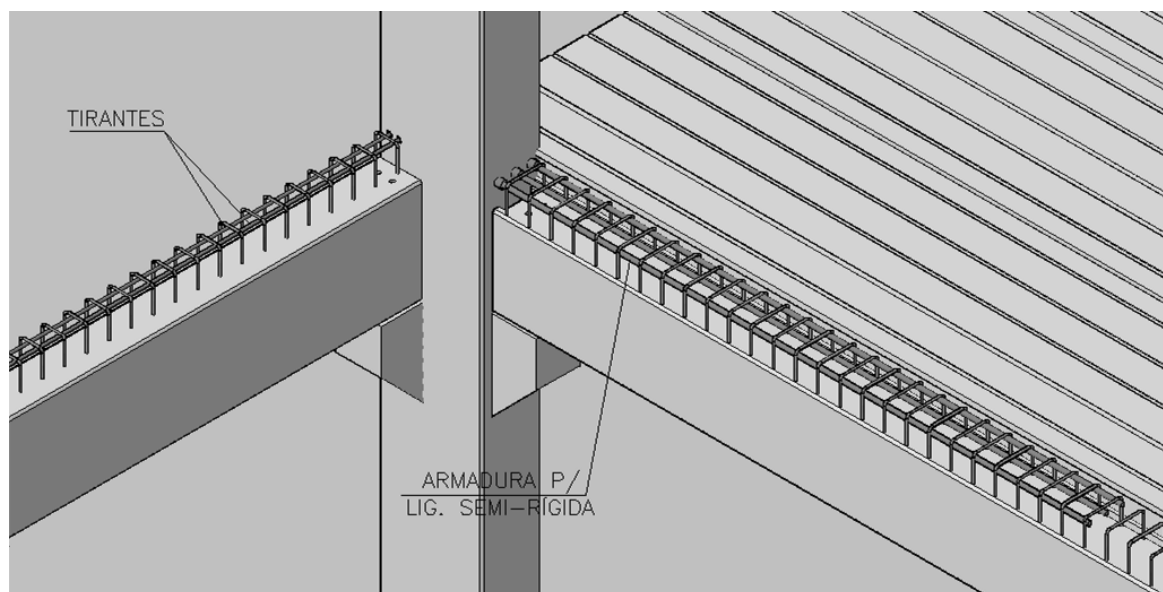


Figura 6. 20 – Detalhe da ligação viga – pilar com armadura de continuidade da viga e barras do tirante.

Deve-se lembrar que a quantidade de barras mostradas na figura anterior, referente a armadura de continuidade das vigas (ligação semi-rígida), não representa a quantidade real de barras a serem inseridas, ou seja, trata-se somente de uma esquematização.

**a) Características físicas dos materiais:**

Os materiais definidos para este exemplo são idênticos aos mostrados no exemplo anterior deste trabalho. Desta maneira, os modos de cálculo e definição dos módulos de elasticidade, tanto para análises no *E.L.S.* como para *E.L.U.*, são os mesmos já verificados

**b) Ação de vento:**

Para a ação lateral de vento, serão utilizados os mesmos valores definidos para o exemplo anterior, uma vez que a geometria básica da estrutura não foi alterada, como as dimensões em planta e níveis dos pavimentos.

**c) Ações atuantes:**

Novamente serão utilizados os mesmos valores de ações definidas para o exemplo anterior deste trabalho. O acréscimo de peso na estrutura, advindo do aumento do número de

vigas nos pavimento (para formar os pórticos) será contemplado no cálculo do coeficiente *Gama-z*.

**d) Rigidez da mola:**

Neste item, será definido o coeficiente de rigidez da mola a ser aplicada nas ligações entre vigas e pilares de todos os pavimentos da estrutura. Inicialmente será definido um fator de engastamento da ligação de 60%. A partir de tal valor será definido então o valor do coeficiente  $\alpha_r$ , que é o valor do coeficiente de restrição que representa o grau de engastamento arbitrado, de acordo com Ferreira e Jeremias Jr. (2007).

Sendo assim, ao se definir o grau de engastamento parcial de 60% (dado pela relação  $M_E/M_R$ ), pode-se definir o valor do fator de restrição, dado por:

$$\frac{M_E}{M_R} = \left[ \frac{3 \cdot \alpha_R}{2 + \alpha_R} \right]$$

Sendo  $M_E$  o momento corrigido na extremidade da viga e  $M_R$  o valor de engastamento total.

A partir do valor de 60%, pode-se definir:

$$0,60 = \left[ \frac{3 \cdot \alpha_R}{2 + \alpha_R} \right]$$

$$\alpha_R = 0,50$$

Desta maneira, com o valor do fator de restrição definido, pode-se calcular o coeficiente da mola ( $R$ ) que proporcionará uma restrição de 60%, que será inserido como dado de entrada no programa *STRAP V.12.5*. O valor de  $R$  é definido, de acordo com Ferreira e Jeremias Jr. (2007), pela seguinte expressão:

$$R = \frac{0,75 \cdot \alpha_R}{1 - \alpha_R} \cdot \left( \frac{4 \cdot E \cdot I}{L} \right)$$

A Tabela 6. 5 indica os dados geométricos e físicos que foram considerados para o cálculo da rigidez da mola. Deve-se lembrar de que, como todas as vigas na direção da ação

considerada têm a mesma seção e comprimento (seção 30x60, com vão entre chumbadores de 6,50 m), o valor de  $R$  considerado será idêntico em todas as ligações.

Tabela 6. 5 – Dados para o cálculo da rigidez da mola.

<b>Rigidez da ligação</b>	
<b>VR 30x60</b>	
<b>L (m)</b>	6,5
<b><math>\alpha_r</math></b>	0,5
<b><math>E_{viga}</math> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	15052441,7
<b>I (m<sup>4</sup>)</b>	0,0054
<b><math>R_{liga}</math> (kN.m/rad)</b>	37515,3161
<b><math>R_{liga}</math> (tf.m/rad)</b>	3751,53161

**e) Combinações de serviço (E.L.S.):**

As combinações de serviço a serem aplicadas e montadas no programa *STRAP V.12.5* são as mesmas já indicadas no exemplo anterior. O limite de deslocamento horizontal ( $\delta_{lim}$ ) na extremidade da edificação é dado pela expressão a seguir:

$$\delta_{lim} = \frac{H}{1200} = \frac{2400 \text{ cm}}{1200} = 2,0 \text{ cm}$$

Sendo  $H$  a altura total da edificação, que ainda é de 24 m.

Pela análise da estrutura no programa espacial, considerando as seções e características físicas já definidas, juntamente com a rigidez da ligação calculada, pode-se determinar, para as combinações pertinentes, o deslocamento no topo da edificação. Considerando esta configuração atual, os pilares são considerados engastados na base. Pode-se verificar que o deslocamento máximo observado na extremidade da estrutura é de 1,62 cm, menor que o limite de 2,0 cm definido anteriormente.

**f) Combinações últimas (E.L.U.):**

As combinações definidas neste segundo exemplo serão idênticas às definidas para o exemplo anterior, de modo a se definir o pior valor do coeficiente  $\Gamma_{m-z}$ . Novamente o



cálculo dos coeficientes foi realizado a partir da utilização da ferramenta desenvolvida por Camillo *et al* (2011) e está indica na Figura 6. 21 e Figura 6. 22.

Ao se observar ambas as figuras pode-se perceber que, neste caso, a estrutura está se comportando como de nós móveis, devido ao valor de *Gama-z* estar acima de 1,10. Caso os elementos estruturais (pilares) fossem dimensionados, os efeitos decorrentes dos esforços de segunda ordem deveriam ser contemplados.

Area (m <sup>2</sup> )		1° a 7° andar		8° andar	
Laje	329,937	Viga (30x70)	89,271	Laje	329,937
Capa	0	Viga (40x80)	68,016	Capa	0
Revest.	110,604	Viga (30x60)	58,89	Revest.	110,604
SC	553,022	Alvenaria	140,875	SC	553,022
<b>Total (kN)</b>	<b>13506,2</b>	<b>Total (kN)</b>	<b>13506,2</b>		

Paredes/Núcleo						
3D Cálculo do Gama Z - Vento Y						
Pavimento	Força V	Força H	Desl. (m)	Altura	Fv*desl.	Fh*Alt.
1	13506,16	210,9	0,0032	3	43,22	632,70
2	13506,16	232,5	0,0103	6	139,11	1395,00
3	13506,16	247,4	0,019	9	256,62	2226,60
4	13506,16	259,0	0,028	12	378,17	3108,00
5	13506,16	268,6	0,036	15	486,22	4029,00
6	13506,16	276,9	0,043	18	580,765	4984,20
7	13506,16	284,1	0,049	21	661,802	5966,10
8	13506,16	143,8	0,054	24	729,333	3451,20
<b>Soma=</b>					<b>3275,24</b>	<b>25792,80</b>

$\gamma_z = 1,15$

Figura 6. 21 - Valor do  $\gamma_z$  (*Gama z*) para a combinação F<sub>d,1</sub>.

Utilizando a ferramenta *STRAP V.12.5* torna-se mais interessante proceder-se ao cálculo desses esforços aplicando-se a ferramenta *P-Delta*, uma vez que já se tem os valores de esforços de segunda ordem contemplados com os de primeira ordem.

Area (m <sup>2</sup> )		1° a 7° andar		8° andar	
Laje	329,937	Viga (30x70)	89,271	Laje	329,937
Capa	0	Viga (40x80)	68,016	Capa	0
Revest.	110,604	Viga (30x60)	58,89	Revest.	110,604
SC	387,116	Alvenaria	140,875	SC	387,116
<b>Total (kN)</b>	<b>11847,1</b>	<b>Total (kN)</b>	<b>11847,1</b>		

Paredes/Núcleo						
3D Cálculo do Gama Z - Vento Y						
Pavimento	Força V	Força H	Desl. (m)	Altura	Fv*desl.	Fh*Alt.
1	11847,09	351,5	0,0053	3	62,79	1054,50
2	11847,09	387,5	0,017	6	201,40	2325,00
3	11847,09	412,3	0,032	9	379,11	3710,79
4	11847,09	431,7	0,046	12	544,97	5180,40
5	11847,09	447,7	0,06	15	710,83	6715,50
6	11847,09	461,4	0,072	18	852,991	8305,20
7	11847,09	473,5	0,082	21	971,462	9943,50
8	11847,09	239,6	0,089	24	1054,39	5750,40
<b>Soma=</b>					<b>4777,93</b>	<b>42985,29</b>

$\gamma_z = 1,13$

Figura 6. 22 - Valor do  $\gamma_z$  (*Gama z*) para a combinação F<sub>d,2</sub>.

**g) Rigidez de cada pórtico:**

A rigidez ( $R$ ) das molas que representam cada pórtico da estrutura é definida novamente a partir da seguinte relação:

$$R = \frac{F_H}{\delta_H}$$

Sendo  $F_H$  a força aplicada no topo do pórtico e  $\delta_H$  o respectivo deslocamento horizontal. A Tabela 6. 6 indica o coeficiente obtido para cada um dos pórticos da estrutura em questão, sabendo que o Pórtico Tipo 2 são os que estão presentes nos Eixos 4 e 5.

Como se verifica pela análise da planta dos pavimentos da estrutura, pode-se notar que existem dois diferentes pórticos. Para se determinar a rigidez de ambos, cada um deles será modelado no programa *STRAP V.12.5*, de modo que a mola (ligação semi – rígida viga/pilar) seja contemplada, da mesma maneira que no modo espacial. A Figura 6. 23 indica ambos os pórticos na tela do programa.

Tabela 6. 6 – Rigidez de cada pórtico da estrutura.

Pórtico Tipo 1		Pórtico Tipo 2	
$\delta_H$ (m)	$F_H$ (kN)	$\delta_H$ (m)	$F_H$ (kN)
0,0467	100,0	0,0679	100,0
<b>R (kN/m)</b>	<b>2141,33</b>	<b>R (kN/m)</b>	<b>1472,75</b>

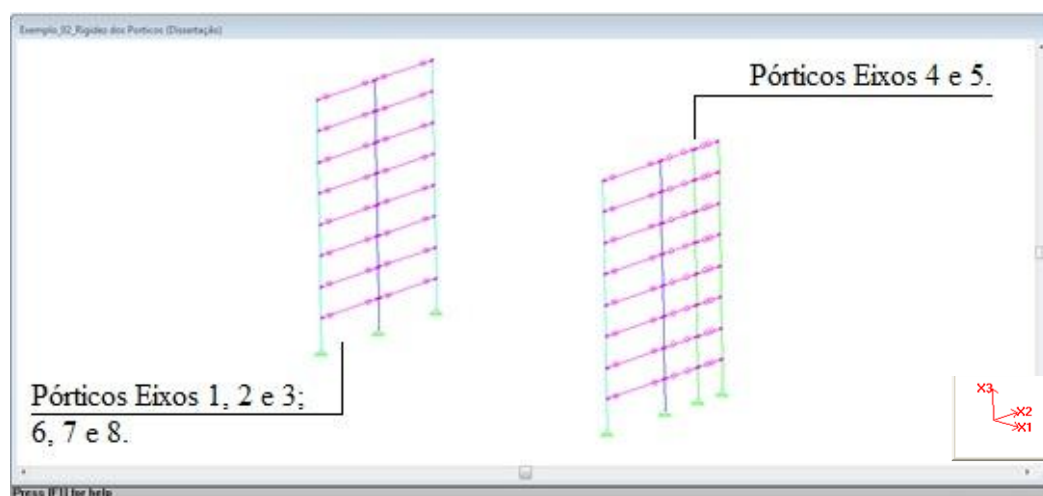


Figura 6. 23 – Determinação dos valores de rigidez de cada um dos diferentes pórticos que compõem a estrutura.

Pode-se agora definir o esquema estático do pavimento, considerando os apoios elásticos, com a rigidez que representa cada um dos oito pórticos que compõem a estrutura na direção analisada.

### h) Dimensionamento do pavimento como diafragma rígido:

Neste item, o sétimo pavimento da estrutura em questão será dimensionando e verificado para ter comportamento de diafragma rígido. Para tais análises e verificações, a ação lateral de vento será considerada majorada por 1,40. A Figura 6. 24 indica o pavimento em questão (vista em planta), juntamente com a ação lateral considerada.

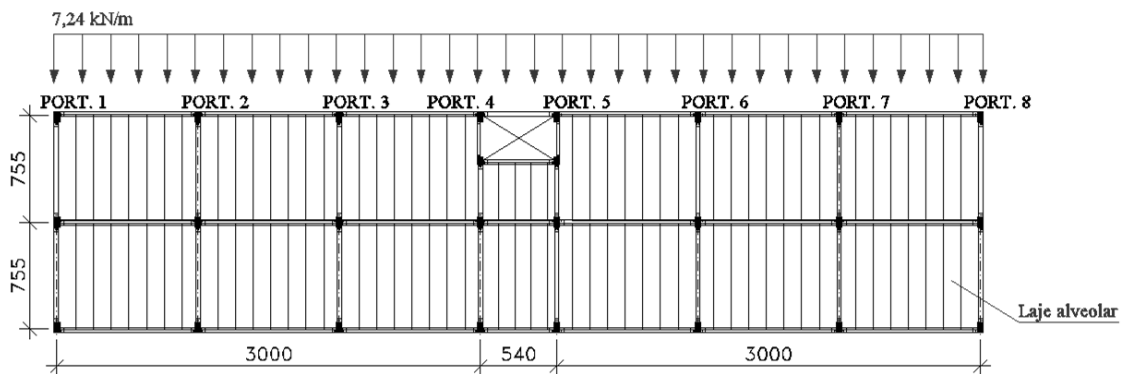


Figura 6. 24 – Pavimento do exemplo 02 com ação considerada para seu dimensionamento como diafragma rígido.

#### h.1) Esforços no pavimento:

O pavimento indicado na figura anterior pode ser simulado como uma viga apoiada em base elástica (sendo os apoios elásticos os elementos de contraventamento), conforme esquema estrutural da Figura 6. 25.

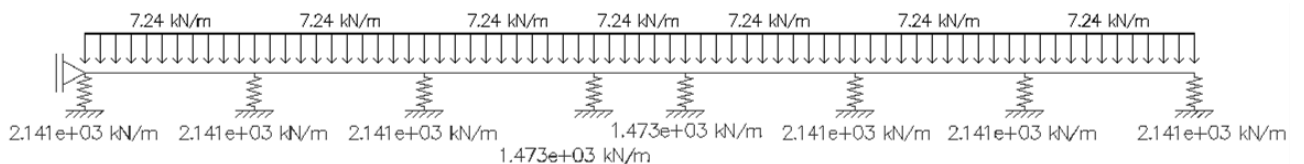


Figura 6. 25 – Esquema estrutural do pavimento para determinação dos esforços em seu plano.

A partir do modelo especificado na figura anterior, é possível definir agora os diagramas de força cortante e momento fletor no plano do pavimento. A Figura 6. 26 indica

ambos os diagramas para o pavimento da estrutura em questão (unidade dos diagramas em kN.m e kN).

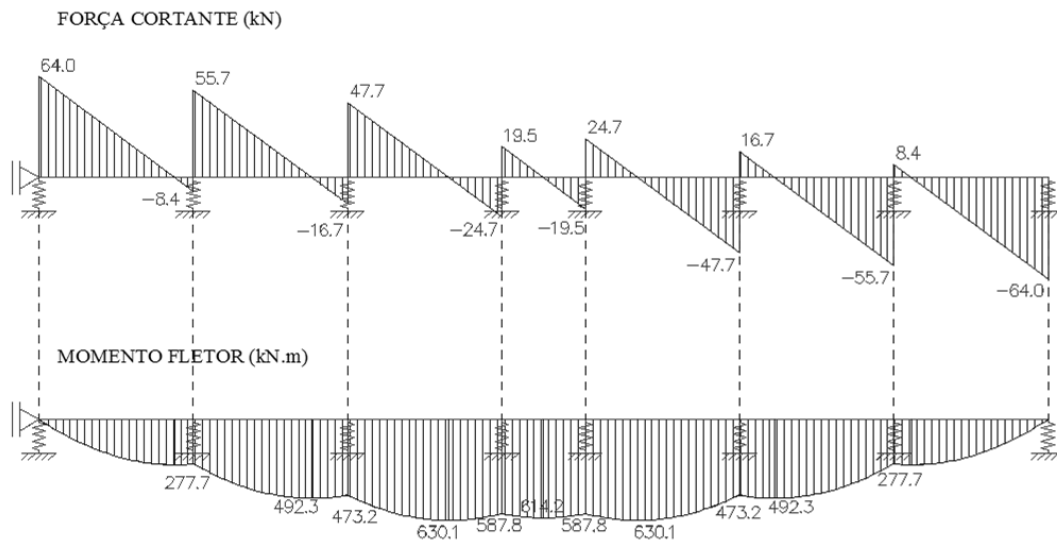


Figura 6. 26 – Diagrama de esforços no pavimento da estrutura do exemplo 02.

## h.2) Determinação da máxima força de tração em cada trecho da estrutura

### (Engrenamento):

Novamente deve-se determinar o valor de  $X$  em cada trecho da estrutura (região entre cada pórtico), que representa o ponto de pior situação de combinação de força cortante e momento fletor. Para estruturas hiperestáticas, o ponto  $X$  é dado na expressão a seguir:

$$X = \frac{H_A}{q} - \frac{z}{(n + 1) \cdot \mu'}$$

Pela análise dos diagramas definidos anteriormente, pode-se definir que a pior combinação e, conseqüentemente, maior valor de tração, se dá entre os pórticos 3 e 4 da estrutura:

- **Trecho 3 – 4:** Sendo  $H_1 = 192,5$  kN,  $n = 2$  (módulos resistentes a ação lateral) e  $\mu' = 5$  (fator de atrito), tem-se:

$$X = \frac{64 + 8,4 + 55,7 + 16,7 + 47,7}{7,24} - \frac{0,8 \cdot 15,1}{(2 + 1) \cdot 5}$$

$$X_{34} \cong 25,8 \text{ m}$$

Observando-se os valores de esforços nesta coordenada (*eixo x*) dos diagramas anteriores, pode-se determinar:

$$M_{34} = 627,7 \text{ kN.m}$$

$$V_{34} = 5,9 \text{ kN}$$

Assim, o máximo valor de tração neste ponto é dado a seguir, que contempla uma força de tração advinda do momento fletor ( $M_h$ ) e outra parte da força cortante ( $V_y$ ):

$$T_{x,max} = \frac{M_h}{z} + \frac{V_y}{(n+1) \cdot \mu'}$$

$$T_{x,max} = \frac{627,7}{0,8.15,1} + \frac{5,9}{(2+1) \cdot 5}$$

$$T_{x,max} = 52,4 \text{ kN}$$

Sabe-se, entretanto, que se deve considerar uma força de tração mínima na região tracionada, que neste caso é maior que o valor encontrado anteriormente. O valor mínimo definido é de 70 kN, maior que 52,4 kN definido anteriormente.

### **h.3) Determinação da armadura longitudinal ( $A_{sv,l}$ ) sobre cada viga (Engrenamento):**

Pelas análises do item anterior, deve-se considerar a força de tração de 70 kN sobre cada viga do pavimento. Através da relação com a tensão máxima nas barras dos tirantes (barras CA50), determina-se a área de armadura a ser inserida sobre cada conjunto de vigas de apoio das lajes na estrutura, a partir da expressão a seguir:

$$A_{sv,1} = \frac{70,0}{50/1,15} = 1,61 \text{ cm}^2$$

Portanto, utiliza-se sobre cada conjunto de vigas (três linhas de vigas)  $2\text{Ø}12,5$  ( $2,5 \text{ cm}^2 > 1,61 \text{ cm}^2$ ).

### **h.4) Verificação das tensões nas juntas – Direção y:**

Sabe-se, pelos diagramas de esforços definidos anteriormente, que o máximo de cortante ( $V=64,0 \text{ kN}$ ) é acompanhado de  $M=0,0 \text{ kN.m}$ . Assim, a tensão ao longo das juntas na

direção de  $y$  (sentido do comprimento das lajes alveolares) é dada pela expressão a seguir, que não contempla a interação cortante/momento. Nota-se que o valor de  $z$  é substituído então diretamente pelo valor de  $B$ , que representa a largura do pavimento:

$$\tau_y = \frac{V_y}{B \cdot (D - 30\text{mm})}$$

Sendo  $B=15,1$  m (largura do pavimento na direção da ação considerada) e  $D=200$  mm (altura da laje alveolar considerada no pavimento).

$$\tau_y = \frac{64,0}{15,1 \cdot (200 - 30)} = 0,025 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Sabendo-se que o limite de tensão nas juntas estabelecido para este exemplo é novamente de  $0,23 \text{ N/mm}^2$ , pode-se notar que o valor encontrado foi menor. Sendo assim, até agora, nas análises de tensões, não há necessidade de se considerar *Dowel Action* (Ação de Pino) e um respectivo aumento das barras  $A_{sv,l}$  ( $2\text{Ø}12,5$ ) já inseridas.

#### **h.5) Verificação das tensões nas juntas – Direção $x$ :**

A tensão ao longo do sentido de largura dos elementos de laje alveolar (*direção  $x$* ) é dada pela expressão a seguir:

$$V_x = \frac{6 \cdot V_y \cdot (B - L_1) \cdot L_1}{B^3}$$

Sendo  $B=15,1$  m (largura total do pavimento) e  $L_1= 7,55$  m (tamanho do primeiro módulo resistente à ação lateral), tem-se:

$$V_x = \frac{6 \cdot 64,4 \cdot (15,1 - 7,55) \cdot 7,55}{15,1^3} \cong 6,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \text{ de laje.}$$

A tensão máxima, considerando a análise para um elemento alveolar de largura unitária (1000 mm) de altura 200 mm, é dada por:

$$\tau_x = \frac{6,4 \cdot 10^3}{1000 \cdot 200} = 0,032 \frac{N}{mm^2}$$

Como se verifica pela expressão anterior, novamente o valor obtido foi menor que o limite de tensão estabelecido (0,23 N/mm<sup>2</sup>).

Até agora, nas análises de tensões, não há necessidade de se considerar **Dowel Action (Ação de Pino)** e, conseqüentemente, não há necessidade de se inserir as **Coupling Bars (Barras de Acoplamento)** na direção do comprimento dos alvéolos das lajes.

Ainda dentro das verificações de **Aggregate Interlock (Engrenamento)**, a última verificação a ser feita diz respeito ao alongamento máximo das barras do tirante ( $A_{sv,l}$ ) já inseridas (2Ø12,5).

#### **h.6) Largura transversal máxima da fissura( $l_s$ ):**

Pela Tabela 4.3 deste trabalho, sabe-se que  $\delta_{ti}=0,15 \text{ mm}$  (considerando juntas entre lajes de 50 mm, que recebem preenchimento aos 28 dias de idade das lajes). Assim, pela expressão a seguir, pode-se determinar o valor da abertura da fissura máxima ( $l_s$ ):

$$l_s = \frac{T_{max}}{A_s \cdot E_s} \cdot L_s + \delta_{ti}$$

Sendo:

$$L_s = 30 \cdot d \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,inserido}}$$

$$L_s = 0,80 \cdot W$$

Sendo W a largura de placa de laje alveolar (125 cm) e d o diâmetro do tirante utilizado, tem-se:

$$L_s = 30 \cdot 12,5 \cdot \frac{1,61}{2,5} = 241,5 \text{ mm} < 0,8 \cdot 1250 \therefore L_s = 241,5 \text{ mm}$$

Sendo  $T_{max}$  a máxima força de tração já determinada,  $A_s$  a armadura disposta sobre cada viga de apoio das lajes da estrutura e  $E_s$  o módulo de elasticidade das barras do tirante, tem-se:

$$l_s = \frac{70 \cdot 10^3 \cdot 241,5}{250 \cdot 200 \cdot 10^3} + 0,15 = 0,49 \text{ mm} < \delta_{t,lim} = 0,5 \text{ mm} \rightarrow \text{OK!!}$$

### h.7) Conclusões:

O dimensionamento das barras a serem inseridas no pavimento, para que o mesmo funcione como diafragma rígido, foi finalizado. Tal dimensionamento foi realizado somente pelo método de *Aggregate Interlock (Engrenamento)*, pois as tensões (em ambas as direções) nas juntas dos elementos de laje alveolar sempre foram menores que o limite estabelecido para este exemplo (no caso,  $0,23 \text{ N/mm}^2$ , da BS8110-1 [1997]). Assim, tem-se:

$\tau_y = 0,025 \text{ N/mm}^2 < 0,23 \text{ N/mm}^2 \rightarrow$  Sem necessidade de aumentar as barras  $2\text{Ø}12,5$  dimensionadas pela força de tração mínima requerida nos pavimentos. O aumento seria feito então pelo método de *Dowel Action (Ação de Pino)*, caso a tensão fosse maior que o limite determinado;

$\tau_x = 0,032 \text{ N/mm}^2 < 0,23 \text{ N/mm}^2 \rightarrow$  Sem a necessidade de se inserir nas lajes (na direção dos alvéolos) as *coupling bars* (Barras de Acoplamento), pelo método de *Dowel Action (Ação de Pino)*;

$l_s = 0,49 \text{ mm} < 0,5 \text{ mm} \rightarrow$  sem necessidade de aumentar a amadura do tirante dimensionada anteriormente ( $2\text{Ø}12,5$ ).

### h.8) Detalhes construtivos:

Nesta segunda estrutura analisada, não será adotado o detalhe construtivo do consolo horizontal nos “apoios” da laje do pavimento, uma vez que se têm, neste caso, muitos elementos de contraventamento resistindo à ação lateral. Considera-se então, para garantir a ligação entre o pavimento e os pórticos, a análise de tensão já feita anteriormente. Entretanto, a junta a ser considerada agora não se trata da região entre bordas de lajes adjacentes, mas sim entre uma laje e o concreto de solidarização existente sobre todas as vigas que compõem os pórticos centrais e laterais. Tal detalhe é verificado na Figura 6. 27.

Os detalhes referentes à ancoragem da armadura do tirante sobre as vigas de apoio das lajes devem ser os mesmos já definidos e mostrados para o exemplo anterior. Desta maneira, a ancoragem das duas barras  $\text{Ø}12,5$  nas extremidades dos pavimentos pode ser feita através do recorte da extremidade de apoio da laje alveolar, ou mesmo aplicando-se as luvas nos pilares.



Nos elementos intermediários, podem ser aplicados novamente furos para passagem das barras, mantendo-se a necessidade de posterior inserção de *graute* dentro das bainhas, que podem possuir um diâmetro agora de 16 mm (bainhas metálicas corrugadas).

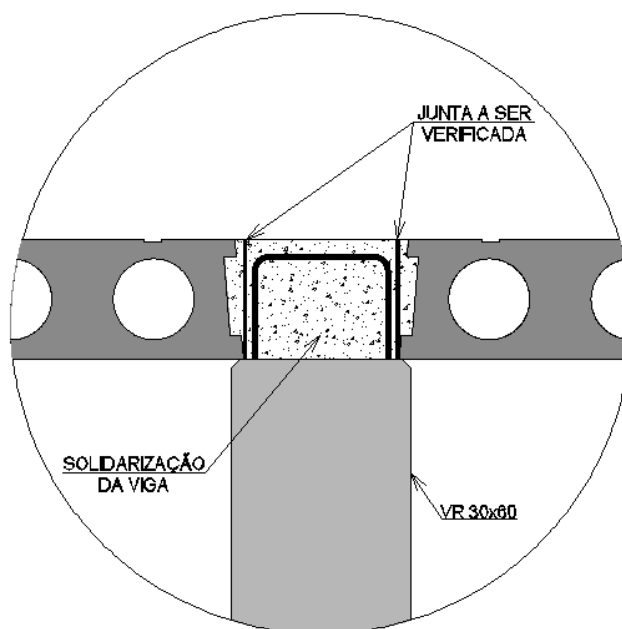


Figura 6. 27 – Junta a ser verificada: região entre laje e vigas do pórtico.

### ***6.3 Exemplo numérico 03 – Estrutura com paredes de cisalhamento, núcleo rígido e lajes perpendiculares à ação lateral***

Neste terceiro exemplo, será analisada uma estrutura com características parecidas às da estrutura do Exemplo numérico 01. Entretanto, agora as lajes alveolares, de altura 21 cm, estão dispostas perpendicularmente a ação de vento (na direção dos eixos alfabéticos da planta do pavimento). Considerando a inversão das lajes, surge a necessidade agora de se inserir vigas na direção dos eixos numéricos da planta do pavimento.

Deve-se lembrar que os pilares (com as mesmas dimensões do exemplo 01) continuam sendo considerados rotulados na base (fundação). As novas vigas inseridas não promovem a formação de um pórtico na direção dos eixos numéricos (ligação rotulada com os pilares), ou seja, tem-se ainda somente as quatro paredes resistentes a ação lateral de vento como elementos de contraventamento.

Como não houve mudanças na geometria da estrutura, as ações consideradas, bem como a validação dos elementos estruturais, já se consideram feitas e idênticas a do Exemplo

01. Conseqüentemente, o sistema estático do pavimento (para análise como diafragma rígido) será o mesmo do Exemplo 01, assim como os diagramas de esforços no plano.

Pode-se observar na Figura 6. 28 a planta do sétimo pavimento da estrutura que será analisado neste terceiro exemplo, com a indicação dos eixos, elementos estruturais e suas dimensões em planta e seções transversais.

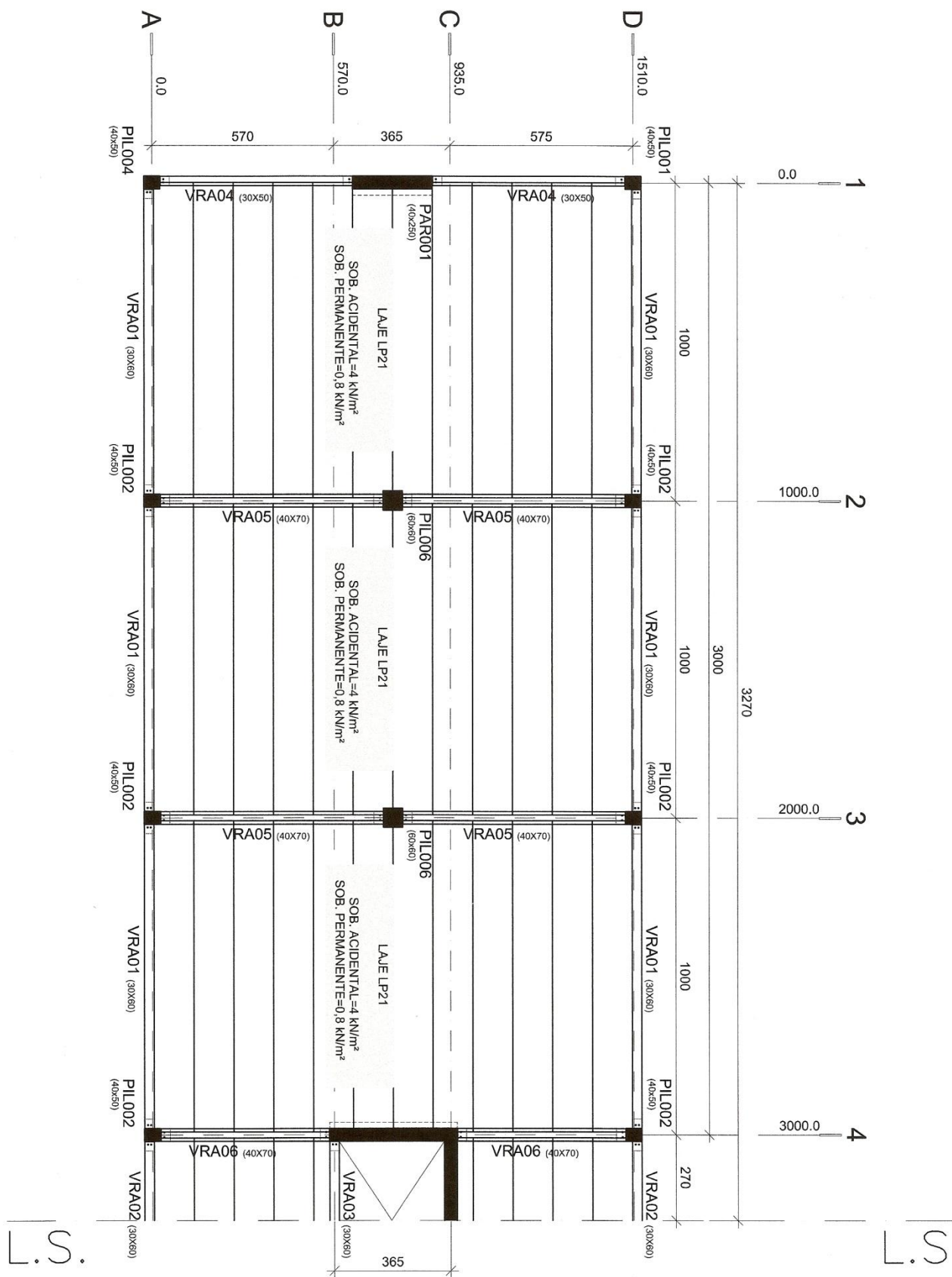


Figura 6. 28 – Planta de formas do sétimo pavimento da estrutura a ser analisada.

## a) Dimensionamento do pavimento como diafragma rígido

### a.1) Esforços no pavimento:

Neste terceiro exemplo, serão utilizados os mesmos diagramas de esforços no plano do pavimento do Exemplo 01 deste trabalho, que é novamente indicado na Figura 6. 29.

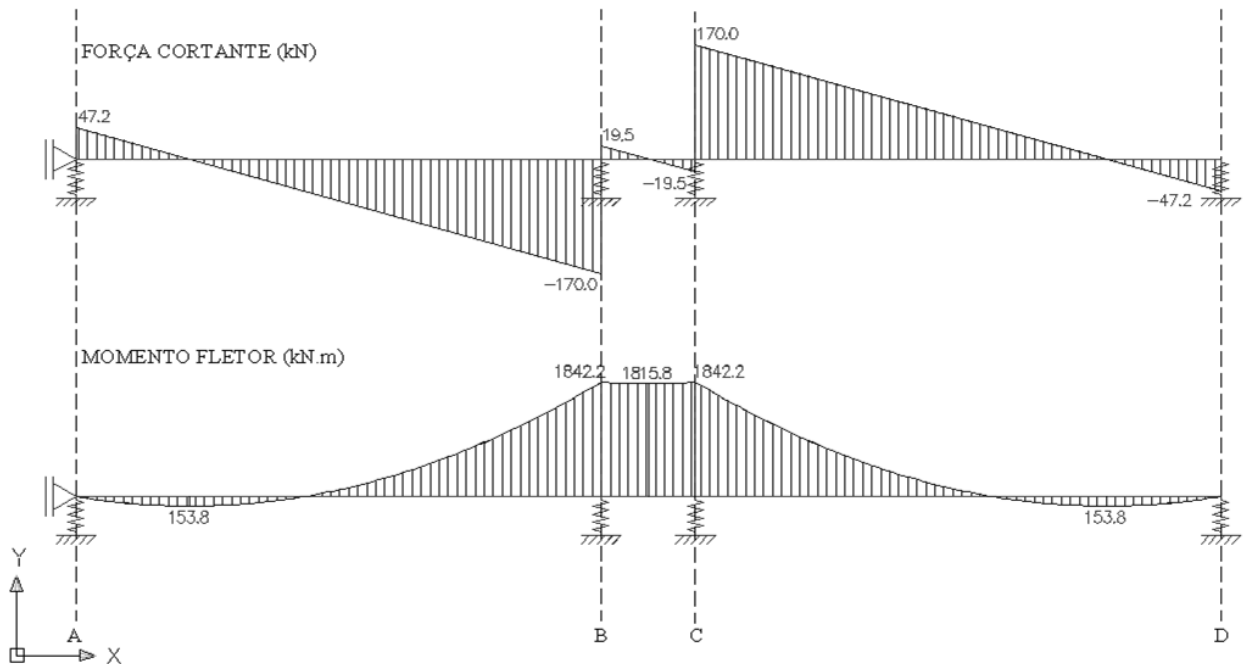


Figura 6. 29 – Diagrama de esforços no pavimento da estrutura do Exemplo 03.

### a.2) Máxima força de tração nos trechos:

A máxima força de tração em cada trecho do pavimento é calculada da mesma maneira como indicado nos exemplos anteriores, considerando a interação entre a força cortante e momento fletor de cada trecho. Para o Exemplo 01, o maior valor de tração ocorreu no trecho BC e, portanto, o mesmo será analisado aqui. Deve-se lembrar, entretanto, que agora o pavimento conta somente com um módulo de laje (valor de  $n$  na formulação) indicada a seguir.

- **Trecho B – C:** Sendo  $H_A = 47,2 + 170 + 19,5$  kN,  $n = 1$  (módulo resistente a ação lateral) e  $\mu' = 5$  (fator de atrito), tem-se:

$$X = \frac{47,2 + 170 + 19,5}{7,24} - \frac{0,8.15,1}{(2 + 1).5}$$

$$\mathbf{X_{BC} \cong 31,9 \text{ m}}$$

Observando-se os valores de esforços nesta coordenada (*eixo x*) dos diagramas anteriores, pode-se determinar:

$$M_{BC} = 1818,2 \text{ kN.m}$$

$$V_{BC} = 5,8 \text{ kN}$$

Assim, o máximo valor de tração neste ponto é dado a seguir, que contempla uma força de tração advinda do momento fletor ( $M_h$ ) e outra parte da força cortante ( $V_y$ ):

$$T_{x,max} = \frac{M_h}{z} + \frac{V_y}{(n+1) \cdot \mu'}$$

$$T_{x,max} = \frac{1818,2}{0,8 \cdot 15,1} + \frac{5,9}{(1+1) \cdot 5}$$

$$T_{x,max} = 151,5 \text{ kN}$$

### a.3) Alongamento da armadura:

Determina-se inicialmente a quantidade de armadura necessária para combater a força de tração máxima obtida:

$$A_{sv,1} = \frac{151,5}{50/1,15} = 3,48 \text{ cm}^2$$

Pode-se utilizar sobre cada conjunto de vigas (três linhas de vigas)  $2\text{Ø}16,0$  ( $4,0 \text{ cm}^2 > 3,48 \text{ cm}^2$ ). Entretanto, como se verificou no Exemplo 01, essa quantidade não foi suficiente para limitar o alongamento máximo das barras, devido à alta tensão que as mesmas estavam sujeitas. Desta maneira, insere-se então  $3 \text{Ø}16,0$  ( $6,0 \text{ cm}^2$ ).

Comparando-se com os valores de tensão obtidos no Exemplo 01, podem-se analisar os valores deste exemplo. Sabe-se que em cada uma das barras há uma força de tração de 50,5 kN, que provoca a seguinte tensão:

$$\sigma_{atuante} = \frac{50,5 \text{ kN}}{\frac{\pi \cdot 0,016^2}{4}} = 251,2 \text{ MPa}$$

Mas:

$$\sigma_{escoamento} = \frac{500 \text{ MPa}}{1,15} = 434,8 \text{ MPa}$$

Analisando os valores determinados anteriormente, pode-se perceber que se está utilizando 58% da tensão de escoamento das barras Ø16,0, que se trata de um valor bem próximo aos verificados e validados no Exemplo 01.

#### **a.4) Verificação das tensões nas juntas – Direção y:**

Tal verificação neste exemplo, diferente dos exemplos anteriores, definirá inicialmente a necessidade ou não de se inserir, sobre as vigas de apoio das lajes, as *Barras de Acoplamento*. Posteriormente definirá se será ou não necessário o aumento da área de aço inserida com tirante no pavimento em questão (3 Ø16,0).

Conforme se verifica na Figura 6. 30, as *Barras de Acoplamento*, se necessárias, são verificadas em duas formas distintas:

- *Barras retas*: dispostas sobre as vigas (perpendiculares às mesmas e paralelas às lajes) intermediárias de apoio de laje;
- *Em formato “L” ou “U”*: dispostas sobre as vigas de apoio de laje nas bordas da estrutura.

Sendo B=15,1 m (largura do pavimento na direção da ação considerada) e D=200 mm (altura da laje alveolar considerada no pavimento), tem-se:

$$\tau_y = \frac{170,0}{0,8 \cdot 15,1 \cdot 200} = 0,07 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Pode-se notar que o valor da tensão obtido foi menor que o limite, que ainda é considerado igual a 0,23 N/mm<sup>2</sup>. Desta maneira, não há necessidade de se inserir as *Barras de Acoplamento* e nem aumentar a quantidade de barras inseridas como tirantes.

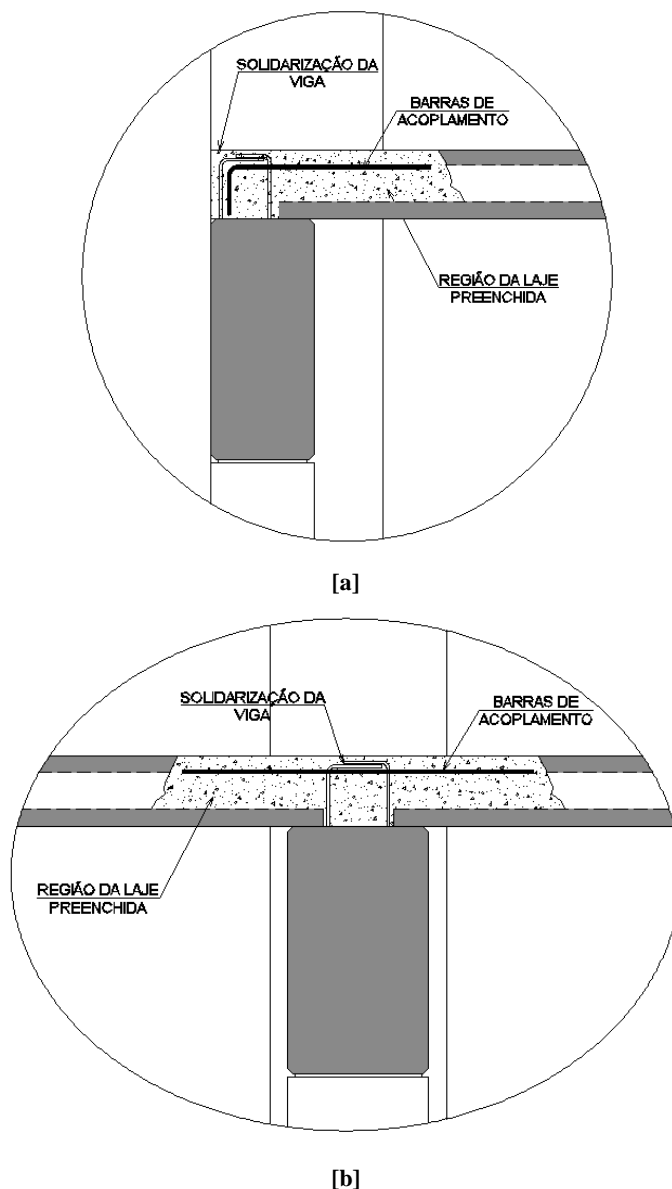


Figura 6. 30 – Possibilidades de inserção das barras de acoplamento em estruturas como do Exemplo 03: (a) Vigas de borda; (b) Vigas intermediárias.

#### a.5) Verificação das tensões nas juntas – *Direção x*:

A análise das tensões em tal direção define a necessidade ou não de inserção de tirantes dispostos nas juntas transversais dos elementos de laje (sobre as vigas de apoio das lajes), considerando o esquema de disposição de lajes neste pavimento. Os detalhes construtivos, bem como o método de cálculo, são baseados no documento da FIB (2006). Inicialmente deve-se determinar qual a parcela (componente) da força cortante  $V_y$  atuando nas juntas longitudinais das lajes, denominada como  $V_x$ . A atuação de  $V_x$  na estrutura se dá conforme Figura 6. 31.

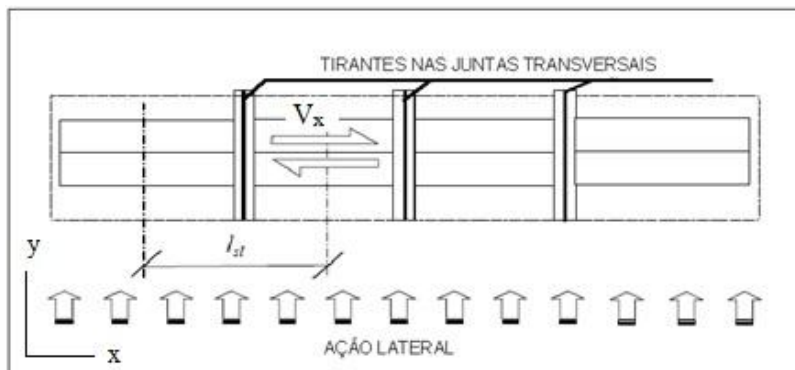


Figura 6. 31 – Atuação de  $V_x$  no pavimento em análise.

Assim, tem-se:

$$V_x = \frac{1,5 \cdot V_y \cdot l_{sl}}{L}$$

Sendo  $l_{sl}$  a distância máxima entre apoios de lajes e  $L$  a largura do pavimento, tem-se:

$$V_x = \frac{1,5 \cdot 170,0 \cdot 10}{15,1} = 168,9 \text{ kN}$$

Sabe-se que esta componente  $V_x$  causa uma força de tração que depende do fator de atrito  $\mu'$ , já definido para os exemplos anteriores:

$$F_{t,max} = \frac{V_{x,max}}{\mu'} = \frac{168,9}{5,0} = 33,8 \text{ kN}$$

Utilizando-se barras do tipo CA50, define-se a área de armadura do tirante a ser disposto sobre cada uma das vigas de apoio (intermediárias e de borda) das lajes do pavimento em questão. Tais barras podem então ser denominadas de  $A_{sv,3}$ :

$$A_{sv,3} = \frac{33,8 \text{ kN}}{\left(\frac{50}{1,15}\right)} = 0,8 \text{ cm}^2$$

Considerando valor de armadura acima definido, insere-se 2 Ø8,0 (1,0 cm<sup>2</sup>) sobre cada uma das vigas de apoio de laje do pavimento.



Pode-se observar, entretanto, no Manual ASSAP (2002) que há uma indicação para, nestes casos, se inserir uma quantidade mínima de barras de acoplamento (nos apoios intermediários e finais de lajes).

#### a.6) Detalhes construtivos:

Pode-se observar na Figura 6. 32 uma vista em planta de um pilar intermediário da estrutura, onde se observa a passagem das barras do tirante definidas anteriormente (assim como no Exemplo 01, as três barras de  $\text{Ø}16,0$  mm foram substituídas por duas  $\text{Ø}20,0$ ), juntamente com as barras  $A_{sv,3}$  do tirante transversal ( $2 \text{Ø}8,0$ ).

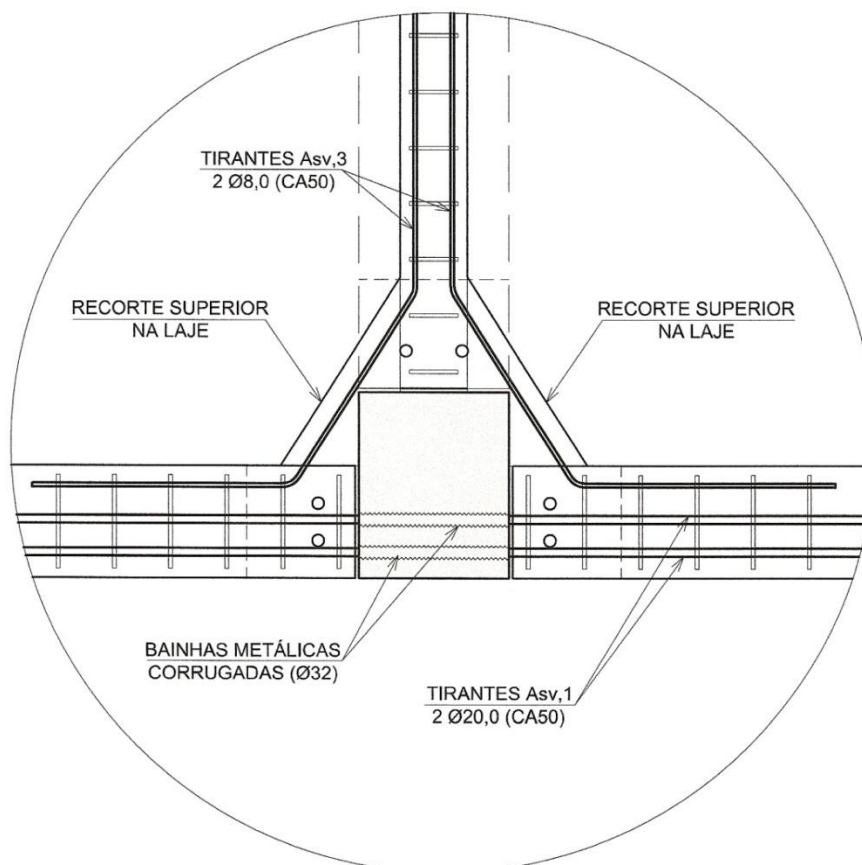


Figura 6. 32 – Vista em planta do tirante ( $A_{sv,1}$ ) e do tirante transversal ( $A_{sv,3}$ ).

### 6.4 Exemplo numérico 04 – Estrutura com paredes de cisalhamento, núcleo rígido e lajes alveolares com capa estrutural

Neste quarto exemplo desenvolvido, a mesma estrutura descrita no Exemplo 01 será analisada. Ao se analisar o sétimo pavimento da edificação será considerado agora a presença de capa estrutural sobre as lajes alveolares de altura 20 cm.

Para o pavimento em questão, serão utilizados também os mesmos diagramas de esforços já obtidos e repetido aqui na Figura 6. 33. A capa estrutural será considerada de espessura mínima de 5 cm em todo pavimento.

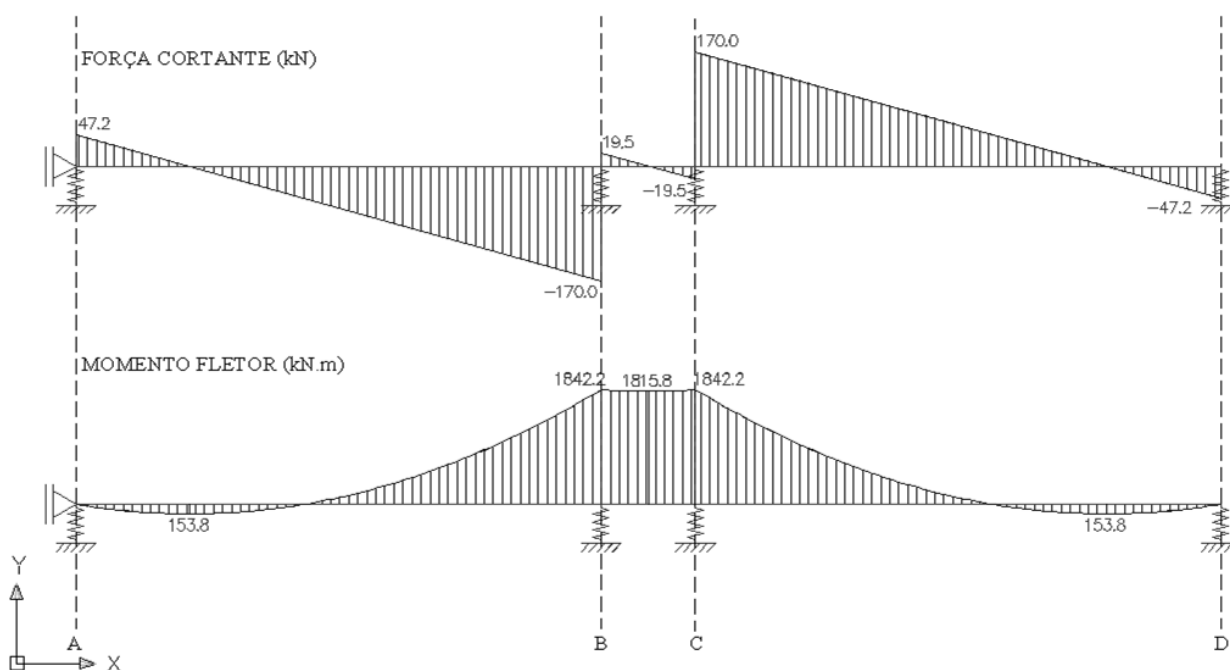


Figura 6. 33 – Diagrama de esforços do sétimo pavimento da estrutura do Exemplo 04.

Os principais objetivos deste exemplo são:

- Verificar se a capa estrutural (concreto de 25 MPa) resiste às tensões de compressão advindas das ações definidas anteriormente;
- Verificar se armadura construtiva no interior da capa (telas do tipo Q196) é suficiente para resistir às tensões de tração advindas das ações.

As telas são elementos na qual as armaduras transversais e horizontais já vêm juntas, ou seja, soldadas entre si, formando elementos retangulares que podem chegar a dimensões de

2,5 x 6,0 m. A nomenclatura definida para a tela é baseada na quantidade armadura (área, em  $\text{mm}^2$ ), por metro linear, que o elemento possui em uma determinada direção. No caso das telas definidas pela letra  $Q$ , a quantidade de armadura, por metro linear, é a mesma em ambas as direções (longitudinal e transversal) da tela.

Na Figura 6. 34 pode-se observar um trecho de uma tela do tipo  $Q$ , com a nomenclatura indicando o posicionamento das barras. Além disso, observa-se um corte transversal de um trecho do pavimento, com capa, com a indicação do posicionamento da tela no interior da mesma.

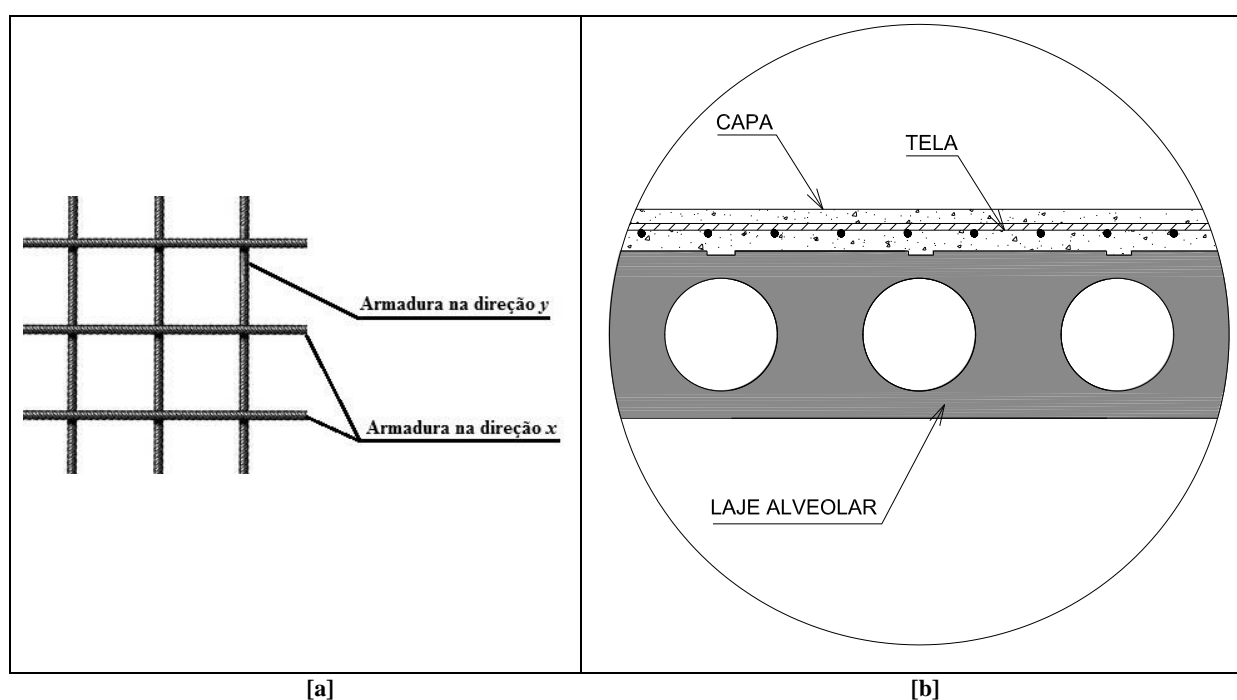


Figura 6. 34 – (a) Posicionamento das armaduras da tela; (b) Posicionamento da tela na capa estrutural.

#### a) Compressão atuante no concreto (capa):

Como já se verificou neste trabalho, quando se tem a capa estrutural no pavimento, todos os esforços decorrentes do pavimento funcionando como diafragma rígido são considerados totalmente resistidos somente pela capa.

Como se verifica pelos diagramas de esforços indicados anteriormente, os maiores valores obtidos são os seguintes:

$$M_H = 1842,2 \text{ kN.m}$$

$$V_y = 170,0 \text{ kN}$$

Tendo-se em mãos os valores dos esforços, pode-se determinar o valor da resistência do concreto, a partir da seguinte expressão, e posteriormente comparar-se com o valor de 25 Mpa (resistência a compressão da capa):

$$M_H = 0,108 \cdot f_{cu} \cdot h_s \cdot B^2$$

Sendo  $f_{cu}$  a resistência do concreto,  $h_s$  a mínima espessura da capa e  $B$  a largura do pavimento na direção paralela a ação considerada.

Assim, tem-se:

$$1842,2 = 0,108 \cdot f_{cu} \cdot 0,05 \cdot 15,1^2$$
$$f_{cu} = 1496,2 \text{ kN/m}^2 = 1,49 \text{ MPa}$$

Como se verifica, a tensão no concreto é bem abaixo da resistência do mesmo, que é de 25 MPa. Desta maneira, para efeito de momento fletor, a primeira verificação está feita e atendida.

#### **b) Determinação da armadura de reforço para momento fletor:**

Neste item, será verifica se a tela construtiva utilizada no interior da capa estrutural é suficiente para combater as tensões de tração advindas do momento fletor. Assim, novamente tendo-se o valor do esforço, determina-se a quantidade de armadura por metro linear requerida. Assim, tal valor é comparado com o que é existente, definido pela tela Q196.

$$M_R = \frac{0,228 \cdot f_y \cdot A_s \cdot B^2}{s}$$

Sendo  $f_y$  a tensão de escoamento das barras que compõem a tela (neste caso, considera-se as barras do tipo CA60),  $A_s$  a quantidade de armadura a ser determinada (em mm<sup>2</sup>),  $B$  a largura do pavimento e  $s$  sendo a distância em que as armaduras de reforço estão sendo consideradas (neste caso, para uma faixa de 1,0 m).

Assim, tem-se:

$$1842,2 = \frac{0,228 \cdot \left( \frac{0,6}{1,15} \right) \cdot A_s \cdot 15100^2}{s}$$

Para uma faixa de 1,0 m, tem-se:

$$A_s = 0,7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como a tela dispõe de 1,96 cm<sup>2</sup> de armadura por metro linear, pode-se notar que o valor requerido é bem menor que o valor já existente. Assim, a segunda e última verificação do diafragma, considerando os esforços de momento fletor, está finalizada.

**c) Verificação da força cortante:**

A partir da máxima força cortante atuante, define-se uma tensão média na capa estrutural. O valor dessa tensão deve ser menor que o definido por Elliot (2002), que é de 0,45 N/mm<sup>2</sup>. Assim, o valor da tensão atuante ( $v$ ), é definido pela seguinte expressão:

$$v = \frac{V}{B \cdot h_s} \leq 0,45 \text{ N/mm}^2$$

Pela análise dos diagramas, pode-se observar que no ponto de máximo valor da força cortante considerada ainda há momento fletor. Neste caso, o valor de  $B$  na expressão anterior deve ser substituído por  $0,8 \cdot B$ , como segue:

$$v = \frac{V}{0,8 \cdot B \cdot h_s}$$

Sendo  $V$  o máximo valor de força cortante,  $B$  a largura do pavimento e  $h_s$  a espessura mínima da capa estrutural.

Assim, tem-se:

$$v = \frac{170000}{0,8 \cdot 15100 \cdot 50} = 0,28 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 0,45 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Como se verifica, a tensão decorrente da força de cisalhamento é menor que o limite máximo definido para este exemplo. Desta maneira, a verificação e dimensionamento do pavimento estão finalizados.

**d) Conclusões:**

A partir das verificações e análises realizadas anteriormente, pode-se definir um pequeno quadro resumo de tais atividades:

**- Verificações necessárias com o momento fletor:**

$f_{cu} = 1,49 \text{ MPa} < 25 \text{ MPa} \rightarrow$  A compressão máxima no concreto da capa é inferior a resistência do concreto utilizado, portanto a verificação está *OK!*;

$A_{s,nec} < A_{s,exist} \rightarrow$  A armadura existente, decorrente da presença da tela, é suficiente para resistir as forças de tração presentes na capa;

**- Verificações necessárias com o momento fletor:**

$\tau_{atu} < \tau_{res} \rightarrow$  A tensão média na capa estrutural é menor que o valor limite definido por Elliot (2002).

### **6.5 Exemplo numérico 05 – Estrutura com duas paredes de cisalhamento e lajes alveolares paralelas à ação lateral**

Para este último exemplo, será tomado como base a estrutura e pavimento do Exemplo 01 deste trabalho. Entretanto, agora, será optado por se inserir somente duas paredes de contraventamento na estrutura, nas extremidades dos pavimentos. Tais paredes terão inércias iguais, de modo a não se promover na estrutura o efeito da torção. Além disso, o pavimento terá uma largura total menor, agora de 13,0 m (dois módulos de 6,50 m). A Figura 6. 35 indica a planta do pavimento tipo da estrutura.

Como se verificou anteriormente, a estrutura do Exemplo 01 já está validada em termos de *E.L.S.* e *E.L.U.* Como ponto de partida para a geometria dos novos elementos de contraventamento, optou-se por inserir duas paredes na estrutura que disponham da mesma inércia na direção considerada da estrutura do Exemplo 01, que continha quatro paredes resistentes a ação lateral.

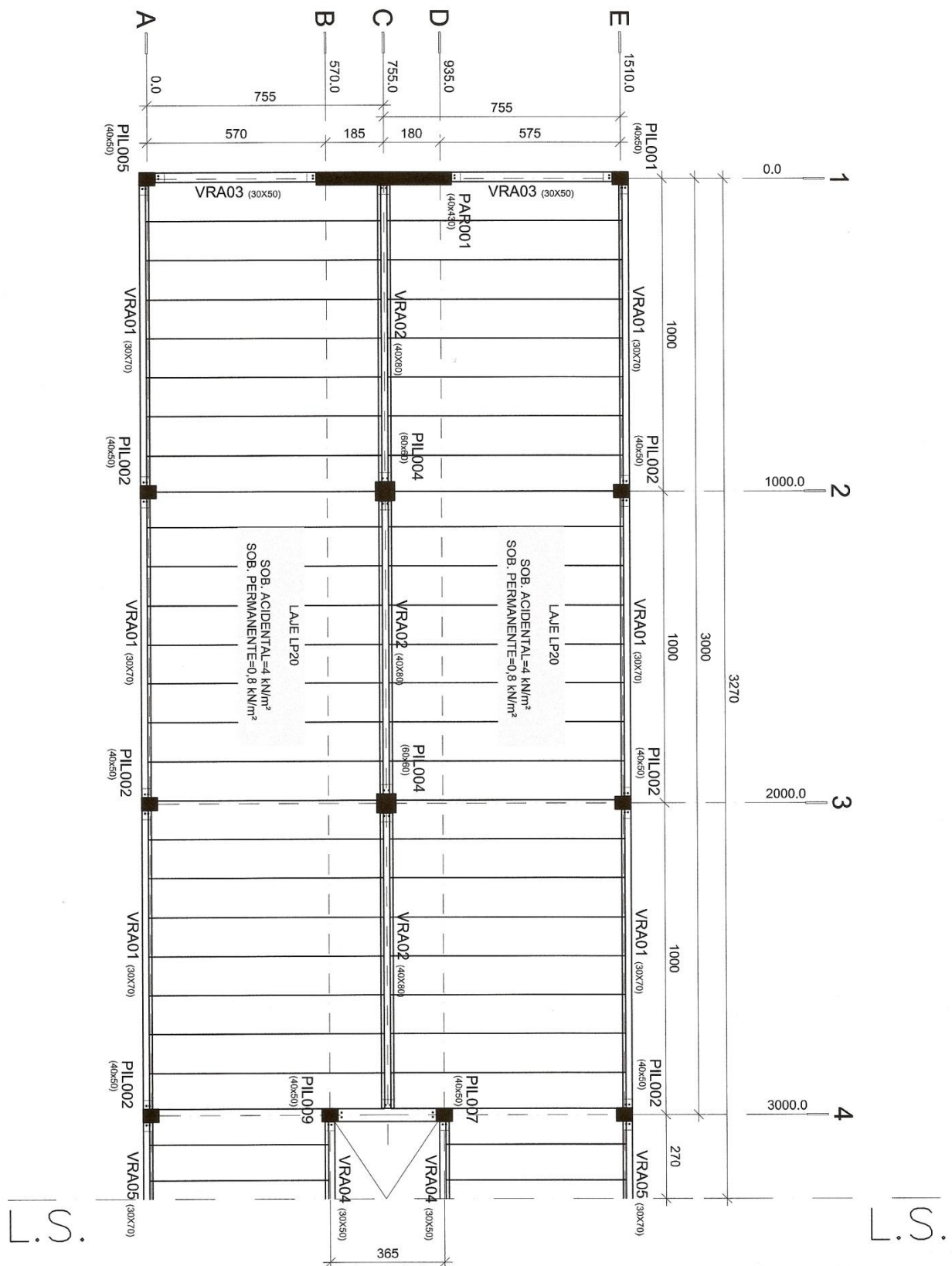


Figura 6. 35 – Planta do pavimento tipo da estrutura do Exemplo 05.

Desta maneira, sabe-se que as paredes laterais da estrutura do Exemplo 01 têm a seguinte inércia (cada uma):

$$\frac{0,4 \cdot 2,5^3}{12} = 0,52 \text{ m}^4$$

Já uma das paredes centrais tem:

$$\frac{0,4 \cdot 4^3}{12} = 2,13 \text{ m}^4$$

Assim, ambas as paredes juntas têm  $2,65 \text{ m}^4$  de inércia. Considerando agora ambas serem representadas por apenas uma parede, tem-se que a dimensão desta nova parede é dada por:

$$2,65 \text{ m}^4 = \frac{0,4 \cdot H^3}{12} \rightarrow H = 4,30 \text{ m}$$

Desta maneira, esta nova estrutura pode ser composta por duas paredes laterais de seção  $0,4 \times 4,30 \text{ m}$ , para ter o mesmo comportamento aparecido com a estrutura do Exemplo 01.

Os pilares terão ainda a mesma geometria do primeiro exemplo, e considerados ainda rotulados na base (ligação com a fundação). O mesmo vale para as vigas de apoio das lajes alveolares. Novamente será analisado o sétimo pavimento da estrutura, com a mesma ação lateral de vento já considerada para os exemplos anteriores.

**a) Dimensionamento do pavimento como diafragma rígido:**

Neste item, o sétimo pavimento da estrutura será dimensionado para funcionar como diafragma rígido, considerando a ação lateral já indicada nos exemplos anteriores. A Figura 6.36 indica o pavimento sujeito à ação lateral considerada.



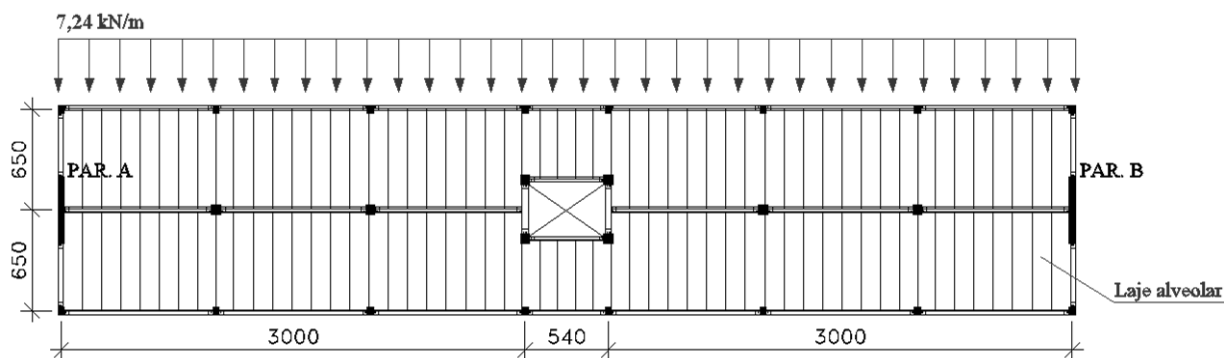


Figura 6. 36 - Pavimento com ação considerada para seu dimensionamento como diafragma rígido.

### a.1) Determinação dos esforços no pavimento:

A partir do esquema da figura anterior, pode-se montar o esquema estático do pavimento a ser analisado do Exemplo 05. Como nos exemplos anteriores os esquemas estruturais do pavimento eram hiperestáticos, havia a necessidade de se considerar cada apoio (elemento de contraventamento) como uma mola, com uma determinada rigidez na direção da ação lateral. Neste último caso, onde se tem um esquema isostático, não haverá esta necessidade, ou seja, ambas as paredes serão consideradas como apoios indeslocáveis na direção da ação lateral inserida (uma vez que ambas também têm a mesma inércia). A Figura 6. 37 indica o esquema estrutural considerado, juntamente com a ação lateral.



Figura 6. 37 – Esquema estático do pavimento analisado.

A Figura 6. 38 indica os diagramas de esforços obtidos.

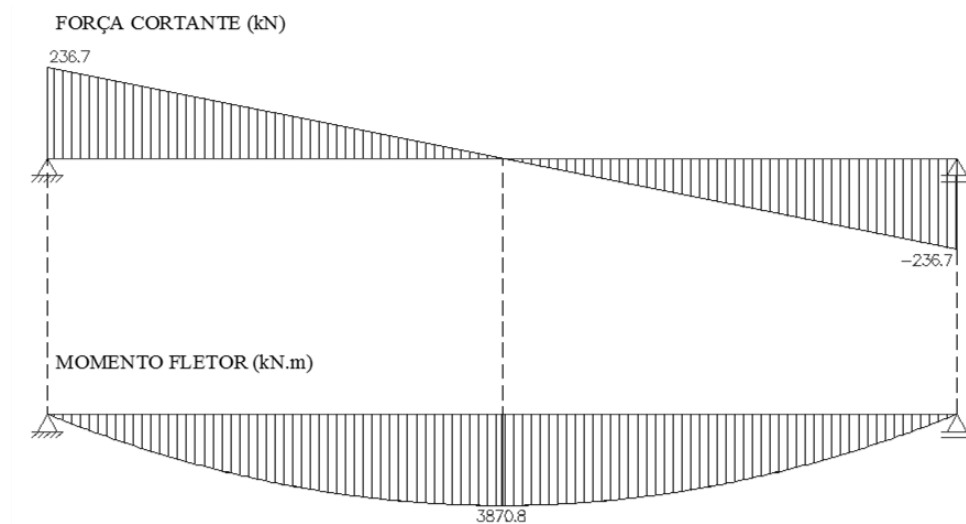


Figura 6. 38 – Diagrama de esforços do pavimento analisado.

### a.2) Determinação da máxima força de tração (*Engrenamento*):

A favor da segurança, a máxima força de tração na estrutura será calculada levando em consideração somente a atuação do momento fletor e da força cortante. O ponto com a pior combinação de ambos é dado por:

$$X = \frac{H_A}{q} - \frac{z}{(n + 1) \cdot \mu'}$$

$$X = \frac{236,7}{7,24} - \frac{0,8.13}{(2 + 1) \cdot 5}$$

$$X_{AB} \cong 32,0 \text{ m}$$

Assim, pelos diagramas, tem-se os esforços em tal ponto:

$$M_{AB} = 3868,7 \text{ kN.m}$$

$$V_{AB} = 6,5 \text{ kN}$$

Assim, o máximo valor de tração é dado a seguir:

$$T_{x,max} = \frac{M_h}{z} + \frac{V_y}{(n + 1) \cdot \mu'}$$

$$T_{x,max} = \frac{3868,7}{0,8.13} + \frac{6,5}{(2 + 1).5}$$

$$T_{x,max} = 372,4 \text{ kN}$$

**a.3) Determinação da armadura longitudinal ( $A_{sv,l}$ ) sobre cada viga (Engrenamento):**

Pelas análises do item anterior, a máxima força de tração ao longo do pavimento é  $T=372,4 \text{ kN}$ . Deve-se lembrar, entretanto, que o mínimo valor definido para a força no tirante é de 70 kN. Através da relação com a tensão máxima nas barras dos tirantes (barras CA50), determina-se a área de armadura a ser inserida sobre cada conjunto de vigas de apoio das lajes na estrutura, a partir da expressão a seguir:

$$A_{sv,1} = \frac{372,4}{50/1,15} = 8,6 \text{ cm}^2$$

Portanto, utiliza-se sobre cada conjunto de vigas (três linhas de vigas)  $3\text{Ø}20,0$  ( $9,75 \text{ cm}^2 > 8,6 \text{ cm}^2$ ). Entretanto, limitando a tensão em cada barra a 50% da tensão de escoamento, deve-se inserir então  $6\text{Ø}20,0$  sobre as vigas de apoio das lajes ou  $4\text{Ø}25,0$ . Deste modo, o alongamento das barras é implicitamente validado.

**a.4) Verificação das tensões nas juntas – Direção y:**

Sabe-se, pelos diagramas de esforços, que o máximo valor de força cortante ( $V=236,7 \text{ kN}$ ) é acompanhado de  $M=0,0 \text{ kN.m}$ . Assim, a tensão ao longo das juntas na direção de y (sentido do comprimento das lajes alveolares) é dada pela expressão a seguir, que não contempla a interação cortante/momento:

$$\tau_y = \frac{V_y}{B \cdot (D - 30\text{mm})}$$

Sendo  $B=13,0 \text{ m}$  (largura do pavimento na direção da ação considerada) e  $D=200 \text{ mm}$  (altura da laje alveolar considerada no pavimento).

$$\tau_y = \frac{236,7}{13,0 \cdot (200 - 30)} = 0,11 \frac{N}{mm^2}$$

Sabendo-se que o limite de tensão nas juntas estabelecido para este exemplo é de 0,10 N/mm<sup>2</sup>, sabe-se então que o valor encontrado foi maior que tal limite. Sendo assim, deve-se considerar agora um novo dimensionamento de  $A_{sv,l}$  pela *Ação de Pino*. Para tal, considera-se a aplicação da seguinte expressão:

$$T_{x,max} = \frac{M_h}{z} + \frac{V_y}{(n + 1) \cdot \mu}$$

Utilizando a Tabela 4.2 deste trabalho, define-se  $\mu = 0,70$ . Assim, tem-se:

$$T_{x,max} = \frac{3868,7}{0,8 \cdot 13} + \frac{6,5}{(2 + 1) \cdot 0,7}$$

$$T_{x,max} = 375,1 \text{ kN}$$

Pode-se notar, recalculando-se a armadura, que o valor da quantidade não se altera significativamente. Assim, pode-se manter o mesmo arranjo definido anteriormente para  $A_{sv,l}$ . Pode-se notar que a quantidade de barras inseridas para se combater o alongamento máximo é suficiente para que o quesito definido pela *Ação de Pino* também seja atendido. Tal característica pode ser observada nos exemplos definidos por Elliot (2002) e pelo manual da FIB (2006).

#### a.5) Verificação das tensões nas juntas – *Direção x*:

A tensão ao longo do sentido de largura dos elementos de laje alveolar (*direção x*) é dada pela expressão a seguir:

$$V_x = \frac{6 \cdot V_y \cdot (B - L_1) \cdot L_1}{B^3}$$

Sendo  $B=13$  m (largura total do pavimento) e  $L_1= 6,5$  m (tamanho do primeiro módulo resistente a ação lateral), tem-se:

$$V_x = \frac{6.236,7 \cdot (13 - 6,5) \cdot 6,5}{13^3} \cong 27,4 \frac{kN}{m} \text{ de laje.}$$

A tensão máxima, considerando a análise para um elemento alveolar de largura unitária (1000 mm) de altura 200 mm, é dada por:

$$\tau_x = \frac{27,4 \cdot 10^3}{1000 \cdot 200} = 0,14 \frac{N}{mm^2}$$

Como se verifica pela expressão anterior, novamente o valor obtido foi maior que o limite de tensão estabelecido para este exemplo (0,10 N/mm<sup>2</sup>).

Deve-se considerar então o efeito do **Dowel Action (Ação de Pino)** para se determinar quantidade de *Coupling Bars* (Barras de Acoplamento) na direção do comprimento dos alvéolos das lajes:

$$A_{s,v2} = \frac{V_x}{\mu \cdot 0,6 \cdot f_{yd}} [cm^2/m]$$

$$A_{s,v2} = \frac{27,4}{0,7 \cdot 0,6 \cdot (50/1,15)} = 1,5 \text{ cm}^2/m$$

Como o valor obtido foi de 1,5 cm<sup>2</sup> por metro linear de laje, opta-se por utilizar barras de Ø10,0 mm inseridas entre as lajes (nas juntas longitudinais) e em um alvéolo central de cada um dos elementos (lembrando que cada elemento tem 1,25 m de largura). Assim, em um espaço de 1,0 m haverá 2Ø10,0 mm inseridos, totalizando 1,6 cm<sup>2</sup> (> 1,50 cm<sup>2</sup>).

#### a.7) Conclusões:

O dimensionamento das barras a serem inseridas no pavimento, para que o mesmo funcione como diafragma rígido, foi finalizado. Tal dimensionamento foi realizado inicialmente pelo método de **Aggregate Interlock (Engrenamento)**, mas como as tensões, em ambas as direções, nas juntas dos elementos de laje alveolar sempre foram maiores que o limite estabelecido para este exemplo (no caso, 0,10 N/mm<sup>2</sup>, do *Eurocode2 1992-1-3* [2004]), foi necessário utilizar o método do **Dowel Action (Ação de Pino)**. Assim, tem-se:

$\tau_y = 0,11 \text{ N/mm}^2 > 0,10 \text{ N/mm}^2 \rightarrow$  Armadura dimensionada pelo ***Aggregate Interlock (Engrenamento)*** inicialmente. Verificado o alongamento da armadura e alterada a quantidade de barras. Dimensionamento realizado pelo ***Dowel Action (Ação de Pino)*** e comparação com a armadura já existente (o dimensionamento foi comandado pelo alongamento) ;

$\tau_x = 0,14 \text{ N/mm}^2 > 0,10 \text{ N/mm}^2 \rightarrow$  Houve a necessidade de se inserir nas lajes (na direção dos alvéolos) as *coupling bars* (Barras de Acoplamento), calculadas pelo método do ***Dowel Action (Ação de Pino)***;

## 7. *Conclusões e discussões*

Após minuciosa pesquisa bibliográfica, verifica-se que o procedimento para análise dos pavimentos já foi desenvolvido, podendo-se citar principalmente Elliot (2002 e 1996). O nível de conhecimento teórico do assunto, junto com alguns experimentos em escala real desenvolvidos, permite dizer que é possível criar um procedimento de análise, dimensionamento e detalhamento das armaduras para que um pavimento possa ser considerado como rígido em seu plano. Ao longo deste trabalho procurou-se mostrar todos os procedimentos, além de embasá-los inclusive com valores dispostos e normas e documentos internacionais de grande influência no meio técnico e acadêmico.

Assim, este trabalho faz com que o conhecimento tecnológico na área avance mais, pois além do material já apresentado por Elliot, procurou-se verificar os procedimentos de cálculo adequados, usando análise tridimensional e bidimensional. Além disso, desenvolver novas expressões que considerem a interferência dos pavimentos superiores nos inferiores quando se tem estruturas de caráter assimétrico.

Nos exemplos numéricos pode-se também ilustrar e detalhar muitos pontos que a literatura do assunto (que é toda estrangeira) não detalhava. Aproveitou-se também para mostrar que o procedimento de se utilizar pórticos semi-rígidos como elementos de contraventamento simplifica o detalhamento das armaduras do reforço, chegando-se, em geral, aos valores mínimos definidos pelas bibliografias.

Pode-se dizer, com o término do trabalho, que os objetivos propostos no início do mesmo foram alcançados. Foi possível desenvolver um procedimento para determinação dos reforços necessários no pavimento quando se necessita que o mesmo funcione como diafragma rígido. Pode-se também desenvolver e indicar detalhes e construtivos de tais reforços, ou seja, o modo como tais elementos são inseridos na obra e seu posicionamento final na estrutura. Além disso, foi possível deixar claro qual a diferença nas análises e nos detalhes construtivos quando se tem diferentes concepções estruturais dos elementos pré-fabricados, assim como quando se opta por utilizar o pavimento com lajes alveolares sem capa estrutural.

A seguir pretende-se resumir todo o procedimento (considerando as diversas tipologias de estruturas estudadas) que deve ser feito e está indicado ao longo deste trabalho. Quanto ao

---

procedimento básico e padronizado de análise, considerando uma estrutura com pavimento rígido de laje alveolar, pode-se construir a sequências de análise descritas a seguir. Primeiramente, tais atividades serão relacionadas considerando a aplicação de ferramentas mais simplificadas de análise estrutural (ferramenta de pórtico plano):

- A. Definição da ação lateral de vento, distribuída linearmente no nível médio dos pavimentos em questão (para este trabalho foi desenvolvida uma planilha, com base nos preceitos normativos, que determina tal ação na direção considerada para análise da edificação);
- B. Determinação da parcela da ação lateral distribuída em cada pavimento que vai para cada elemento de contraventamento da estrutura (força concentrada em cada nível de laje ao longo da altura do elemento de contraventamento, que pode ser uma parede de cisalhamento ou mesmo um pórtico). Essa distribuição da ação lateral vai depender, além da inércia dos elementos, de duas situações:
  - b.1) em estruturas simétricas, as reações dependerão somente da translação do pavimento;
  - b.2) em estruturas não simétricas, as reações dependerão também do efeito de rotação do pavimento, que deverá ser somada ou subtraída (dependendo da posição do elemento) ao efeito da translação.
- C. Utilizar uma ferramenta de pórtico plano, juntamente com as ações determinadas em cada um dos elementos, de modo a se verificar e dimensionar as seções dos elementos estruturais em questão, tanto em termos de *E.L.U.* como *E.L.S.*;
- D. Com a geometria dos elementos de contraventamento definida, determinar a rigidez da *mola equivalente a cada elemento*, fazendo a analogia dos mesmos a uma mola com a rigidez na direção da ação de vento considerada;
- E. Selecionar um pavimento no qual se deseja dimensionar para funcionamento como diafragma rígido, com sua respectiva ação lateral de vento distribuída. Através da utilização de uma ferramenta de pórtico plano (como o programa *FTool* [Martha, 2008]), montar um esquema estrutural assemelhando o pavimento em questão a uma



viga (sob ação vertical distribuída de vento) apoiada em base elástica, sendo os apoios molas com coeficiente de rigidez também na direção vertical;

- F. Obter os diagramas de momento fletor e força cortante  $y$  (paralela à ação lateral de vento) para esta “viga” que representa o pavimento;

Até o item anterior deste procedimento, posicionamento relativos das placas alveolares em relação a direção da ação lateral considerada não interfere nas análises já feitas. Entretanto, a partir de agora a distribuição dos esforços nas juntas entre os elementos vai depender diretamente desse posicionamento. Desta maneira, caso as lajes sejam **dispostas paralelamente a ação lateral considerada**, os seguintes itens:

- G. Determinar a armadura do tirante (chamada de  $A_{sv,l}$ ) que é disposta sobre cada uma das vigas de apoio das lajes alveolares (centrais e de periferia). Entretanto, tal atividade exige ainda:

- g.1) Determinar o ponto (entre cada um dos elementos de contraventamento) que contenha a pior situação de junção de momento fletor e força cortante  $y$ ;
- g.2) A partir dos valores acima, determinar para cada trecho o valor da tração (depende da interação entre cortante  $y$ , na direção das lajes, e momento fletor);
- g.3) A partir do maior valor de tração determinar a quantidade de armadura necessária, que pode ser do tipo CA50, por exemplo. A mesma deverá ser disposta igualmente em cada uma das vigas de apoio, com as ancoragens de acordo como foi definido nos exemplos numéricos.

- H. Verificar a tensão nas juntas na direção  $y$  com o maior valor de cortante  $y$  (juntas longitudinais):

- h.1) Caso a mesma seja menor que o limite máximo estabelecido, a armadura do tirante  $A_{sv,l}$  ainda está de acordo (funcionamento da ligação ainda pelo *Engrenamento*);
- h.2) Caso a tensão seja maior que limite estabelecido, o dimensionamento do tirante  $A_{sv,l}$  deverá ser refeito, considerando agora os preceitos da *Ação de Pino*.

- I. Verificar o alongamento das barras do tirante, que interfere na abertura de fissuras do concreto de preenchimento das juntas (define o funcionamento do pavimento como diafragma rígido ou flexível). Caso o alongamento seja maior que o limite estabelecido, deve-se aumentar diretamente a área de armadura dos tirantes. Pode-se ainda:
- i.1) Fazer tal verificação pela limitação da tensão em cada uma das barras que compõem o tirante. Pelos exemplos numéricos e bibliografias, deve-se limitar a tensão de 50 a 55% da tensão de escoamento em cada barra.
- J. A partir da máxima cortante  $y$  determinar sua componente máxima  $V_x$ , de modo a se analisar agora as tensões nas juntas transversais entre lajes (direção  $x$ ):
- j.1) Caso a mesma seja menor que o limite máximo estabelecido (mesmo limite que na outra direção) não será necessário inserir as *Barras de Acoplamento*,  $A_{sv,2}$  (no interior dos alvéolos ou nas juntas, transversalmente as vigas de apoio);
  - j.2) Caso a tensão seja maior que limite estabelecido, o dimensionamento da armadura  $A_{sv,2}$  deverá então ser refeito, considerando os preceitos da *Ação de Pino*.

Agora, caso as lajes sejam ***dispostas perpendicularmente a ação lateral considerada***, deve-se seguir similarmente ao caso anterior os itens listados a seguir (a partir de G e acrescido com um \*):

- G\*. Determinar a armadura do tirante (chamada de  $A_{sv,1}$ ) que é disposta agora sobre as vigas de periferia da estrutura, paralelas às placas alveolares:
- g\*.1) Determinar o ponto (entre cada um dos elementos de contraventamento) que contenha a pior situação de junção de momento fletor e força cortante  $y$ ;
  - g\*.2) A partir dos valores acima, determinar para cada trecho o valor da tração (depende da interação entre cortante  $y$ , perpendicular às lajes, e momento fletor);
  - g\*.3) A partir do maior valor de tração determinar a quantidade de armadura necessária, que pode ser do tipo CA50, por exemplo. A mesma deverá ser disposta igualmente em todas as vigas de periferia paralelas às lajes alveolares.
- H\*. Verificar a tensão nas juntas na direção  $y$  com o maior valor de cortante  $y$ , que são as juntas na direção transversal das lajes, na ligação existente sobre as vigas de apoio das mesmas:

h\*.1) Caso a mesma seja menor que o limite máximo estabelecido, não haverá necessidade de se inserir, sobre as vigas de apoio de laje, perpendicularmente às mesmas, as barras de acoplamento (dispostas paralelamente às lajes alveolares);

h\*.2) Caso a tensão seja maior que limite estabelecido, há necessidade de se dimensionar tais armaduras de acoplamento  $A_{sv,2}$  pela *Ação de Pino*.

I\*. Verificar o alongamento das barras do tirante, que interfere na abertura de fissuras do concreto de preenchimento das juntas (define o funcionamento do pavimento como diafragma rígido ou flexível). Caso o alongamento seja maior que o limite estabelecido, deve-se aumentar diretamente a área de armadura dos tirantes. Pode-se ainda:

i\*.1) Fazer tal verificação pela limitação da tensão em cada uma das barras que compõem o tirante. Pelos exemplos numéricos e bibliografias, deve-se limitar a tensão de 50 a 55% da tensão de escoamento do material em cada barra.

J\*. A partir da máxima cortante  $y$  determinar sua componente máxima  $V_x$ , de modo a se analisar agora as tensões nas juntas longitudinais das lajes (direção  $x$ ), perpendicular a ação lateral considerada:

j\*.1) Caso a tensão seja menor que o limite máximo estabelecido, não será necessário inserir barras de tirante sobre as vigas de apoio das lajes, denominadas de  $A_{sv,3}$ ;

j\*.2) Caso a tensão seja maior que limite estabelecido, o dimensionamento da armadura  $A_{sv,3}$  deverá então ser feito, considerando uma força de tração advinda somente da força de cisalhamento  $V_x$  (na direção das juntas longitudinais das lajes). A armadura  $A_{sv,3}$  é então disposta transversalmente às lajes, e devem ser ancoradas de acordo com os detalhes construtivos inseridos no exemplo numérico que possui uma estrutura com tais características.

Quando se está utilizando uma ferramenta na qual a estrutura está sendo modelada e analisada espacialmente, as atividades listadas anteriormente (para ambos os casos) de G a J não se alteram. Já as listadas de A a F sofrem alguma alteração. Deste modo, são descritas novamente a seguir:

- 
- A. Definição da ação lateral de vento, distribuída linearmente no nível médio dos pavimentos em questão (para este trabalho foi desenvolvida uma planilha, com base nos preceitos normativos, que determina tal ação na direção considerada para análise da edificação);
- B. Modelagem espacial da estrutura no programa de análise (como o *STRAP V.12.5*), juntamente com as ações laterais de vento e cargas verticais permanentes e acidentais. Com todos os carregamentos definidos, pode-se montar inúmeras combinações em *E.L.U.* e *E.L.S.*, de modo a se promover o dimensionamento dos elementos estruturais (pilares ou paredes de cisalhamento). Considerando a modelagem espacial, questões como validações em serviço e *E.L.U.* são feitas rapidamente, além de poder determinar também alguns parâmetros ou indicadores da deslocabilidade da edificação na direção da ação lateral considerada. No modelo espacial, não há necessidade de se modelar a laje, mas somente contemplar sua presença com o efeito de diafragma rígido aplicando a ferramenta *Nó Mestre*;
- C. Este item agora poderá ser descartado;
- D. Com a geometria dos elementos de contraventamento definida, determinar a rigidez da *mola equivalente a cada elemento*, fazendo a analogia dos mesmos a uma mola com a rigidez na direção da ação de vento considerada;
- E. Selecionar um pavimento no qual se deseja dimensionar para funcionamento como diafragma rígido, com sua respectiva ação lateral de vento distribuída. Através da utilização de uma ferramenta de pórtico plano (como o programa *FTool* [Martha, 2008]), montar um esquema estrutural assemelhando o pavimento em questão a uma viga (sob ação vertical distribuída de vento) apoiada em base elástica, sendo os apoios molas com coeficiente de rigidez também na direção vertical;
- F. Obter os diagramas de momento fletor e força cortante *y* para esta *viga* que representa o pavimento;

Como se verifica pelos itens descritos anteriormente, ou mesmo pelos exemplos numéricos mostrados, o dimensionamento do pavimento como diafragma rígido trata quase que exclusivamente da ligação entre as diversas placas de laje alveolar que compõem o piso. Pode-se dizer então que tal dimensionamento é regido basicamente pela distribuição de esforços entre as juntas (transversais e longitudinais), de modo a se garantir a integridade do pavimento (a não separação das placas alveolares em ter si) e garantir a transferência dos esforços para os elementos de contraventamento. Deste modo, para se garantir esta integridade, pode-se perceber que há necessidade, muitas vezes, de se inserir armaduras de reforço em locais já pré-determinados e com métodos de dimensionamento facilmente padronizados. Entretanto, pela análise dos exemplo numéricos, pode-se perceber que não só a ligação entre os elementos é importante, mas também como todo o conjunto do pavimento é “*ancorado*” ou preso dos elementos de contraventamento. Em tais situações, houve a necessidade de se realizar alguns detalhes especiais, que interferem diretamente nos elementos de placa (que devem ser recortados, por exemplo) e também nas paredes de cisalhamento. Caso este dos consolos horizontais, dimensionados para servirem de “*apoio*” do pavimento nos contraventamentos. Deve-se lembrar, entretanto, que este caso é aplicado somente quando os elementos de contraventamento são compostos por paredes de cisalhamento. Quando se tem pórticos (compostos por vigas e pilares), a ligação existente entre solidarização da viga com a própria viga e o perfil da laje adjacente se torna bastante importante. Ligação esta que é realizada pelos estribos expostos nas vigas de borda ou apoio das lajes.

Considerando o que foi desenvolvido neste trabalho, é possível realizar uma sugestão de trabalhos futuros que possam contemplar e conter itens advindos do assunto e não tratados neste trabalho. Entre eles, pode-se dizer da análise de edificações considerando agora o pavimento composto por lajes treliçadas ou vigotas protendidas, na qual se aplica elementos de enchimento cerâmicos ou de *EPS* (isopor), com complementações *in loco*. Outra questão seria o maior desenvolvimento das expressões e validações das mesmas quando se considera a análise de uma edificação na qual os elementos de contraventamento são dispostos assimetricamente em planta, fazendo com que o efeito da torção vá se acumulando de um pavimento para outro (sentido do mais alto para o mais baixo). O estudo da estabilidade de edificações desta característica também se torna uma análise interessante.

---

## **REFERÊNCIAS**

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR6118**: Projeto de estruturas de concreto - procedimento. Rio de Janeiro, 2004. 225 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988. 66 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR9062**: Projeto e execução de estruturas pré-moldadas de concreto. Rio de Janeiro, 2001. 37 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR8681**: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003. 15 p.

ASSOCIATION OF MANUFACTURERS OF PRESTRESSED HOLLOW CORE FLOORS – Manual ASSAP. **The hollow core floors design and applications**. Italy – Verona. 2002.

BARDELLA, P. S.; BARBOSA, D. C.; CAMARINI, G. Sistemas de cura em concretos produzidos com cimento Portland de alto-Forno com utilização de sílica ativa. In: ENCONTRO NACIONAL DE PESQUISA-PROJETO-PRODUÇÃO EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO, 1, 2005, São Carlos, **Anais...** São Carlos: 1º ENPPP-CPM, 2005. CD-ROM.

BRITISH STANDARDS INSTITUTE. **BS8110**: The structural use of concrete. BSI. London, 1997.

BRITISH STANDARDS INSTITUTE. **BS EN 1168**: Precast concrete products – Hollow core slabs. Bruxelas, 2005.

BUILDING SEISMIC SAFETY COUNCIL. **Nehrp recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures (FEMA 450) – Part 1: Provisions**. Washington DC, 2004. 356 p.

---

CAMILLO, C. A. **Análise estrutural e dimensionamento de galpões usuais de pré-moldados de concreto**. 2010. 161 p. Projeto final de curso apresentado ao Departamento de Engenharia Civil (DECiv) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos – SP, 2010.

CAMILLO, C. A.; CARVALHO, R. C.; RAYMUNDO, H. Estabilidade global em edifícios de múltiplos pavimentos em concreto armado: Comparação entre modelos planos e tri-dimensionais. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 53, 2011, Florianópolis, **Anais...** Florianópolis: IBRACON, 2011. CD-ROM.

CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L. M. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado – Volume 2**. Brasil – São Paulo, SP. 2009. 1ª Edição. Editora PINI.

CARVALHO, R. C. **Notas de aula: Concreto Pré-Moldado**. Universidade Federal de São Carlos (UFSCar). São Carlos – SP, 2010.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado (Segundo a NBR 6118:2003)**. Brasil – São Carlos, SP. 2007. 3ª Edição. EdUFSCar.

CARVALHO, R. C.; FARIA, A. **Notas de aula: Concreto Armado**. Universidade Federal de São Carlos (UFSCar). São Carlos – SP, 2010.

COTTA, I. F. S. **Desenvolvimento de programa livre para análise de pórticos tridimensionais considerando-se a não linearidade geométrica, fissuração do concreto e ligações semi-rígidas**. 2007. 263 p. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos – SP, 2007.

COTTA, I. F. S.; CARVALHO, R. C. **Desenvolvimento de programa livre automático para determinação de esforços solicitantes, deslocamentos e armadura de pavimentos em concreto armado usando a analogia de grelha não linear**. 2005. Relatório científico final (Fundação de Amparo à Pesquisa do estado de São Paulo) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos – SP, 2005.

1 ½ DAY COURSE ON DESIGN OF PRECAST CONCRETE STRUCTURES. **The design of precast concrete framed structures.** University of San Paulo and University of Nottingham. Nottingham, 1997.

DAVIES, G., ELLIOT, K. S., OMAR, W. Horizontal diaphragm action in precast concrete floors. **The Structural Engineer.** Londres, v.68, n.2, p. 25-33, Jan. 1990.

ELLIOT, K. S. **Multi-Storey precast concrete framed structures.** Inglaterra. 1996. 1ª Edição. Editora Blackwell Science.

ELLIOT, K. S. **Precast Concrete Structures.** Inglaterra – Oxford. 2002. 1ª Edição. Editora Butterworth – Heinemann.

ELLIOT, K. S, DAVIES, G., OMAR, W. Experimental and theoretical investigation of precast concrete hollow-cored slabs used as horizontal floor diaphragms. **The Structural Engineer.** Londres, v.70, n.10, p. 175-187, Mai. 1992.

EL DEBS, M. K. **Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações.** Brasil – São Carlos, SP. 2000. 1ª Edição. EESC - USP.

EUROCODE 2. **Design of concrete structures – part 1-3: Precast concrete elements and structures.** ENV 1992 – 1 – 3, 2004.

FERLIC, K. M. **Desenho automatizado da forma de elementos e estrutura de concreto pré-moldado.** 2008. 84 p. Relatório científico parcial (Fundação de Amparo à Pesquisa do estado de São Paulo) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos – SP, 2008.

FERREIRA, M. A. **Deformabilidade de ligações viga-pilar de concreto pré-moldado.** 1999. 253 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos – SP, 1999.



FERREIRA, M. A.; ARAÚJO, D. L.; JEREMIAS Jr., A. C. Estabilidade global de estruturas reticuladas em concreto pré-moldado. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 47, 2005, Olinda, **Anais...** Olinda: IBRACON, 2005. CD-ROM.

FERREIRA, M. A. **Notas de aula: Concreto Pré-Moldado (Curso NETPRE/ABCIC)**. Universidade Federal de São Carlos (UFSCar). São Carlos – SP, 2008.

FIB – COMMISSION ON PREFABRICATION. **Manual for the design of prestressed hollow core floor units**. 2006. 74 p.

FIP RECOMMENDATIONS. **Precast prestressed hollow core floors – FIP Commission on Prefabrication**. Thomas Telford – London, 1988. 31 p.

FLEISCHMAN, R. B.; GOSH, S. K.; NAITO, C. J.; WAN, G.; RESTREPO, J.; SCHOETTLER, M.; SAUSE, R.; CAO, L. Seismic design methodology for precast concrete diaphragms. **PCI Journal – Precast/Prestressed Concrete Institute**. Chicago, v.50, n.6, p. 13-33, nov/dez. 2005.

GUIDE TO GOOD PRACTICE – BULLETIN 6 FIB. **Special design considerations for precast prestressed hollow core floors** – 174 p. Switzerland, 2000.

GUIDE TO GOOD PRACTICE – BULLETIN 43 FIB. **Structural connections for precast concrete buildings** – 369 p. Switzerland, 2008.

GUIDE TO GOOD PRACTICE –FIP. **Composite Floor Structures** – 57 p. Londres, 1998.

INFORSATO, T. B. **Considerações sobre o projeto, cálculo e detalhamento de vigas pré-fabricadas protendidas com aderência inicial em pavimentos de edificações**. 2009. 259 p. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos – SP, 2009.

JEREMIAS JR., A. C. **Análise da estabilidade de estruturas pré-moldadas de concreto: influência das ligações semi-rígidas**. 2007. 218 f. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos – SP, 2007.

LAJES PREMOLD. Publicação eletrônica. Disponível em <<http://www.lajespremold.com.br>>. Acesso em maio de 2011.

LEONARDI PRÉ-FABRICADOS. Publicação eletrônica. Disponível em <<http://www.leonardi.com.br>>. Acesso em maio de 2011.

MARQUESI M. L. G.; FALEIROS J. H. J.; CARVALHO R. C.; FERREIRA, M. A. Tabelas para o pré-dimensionamento de lajes alveolares protendidas. In: ENCONTRO NACIONAL DE PESQUISA-PROJETO-PRODUÇÃO EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO, 2, 2009, São Carlos, **Anais...** São Carlos: 2º ENPPP-CPM, 2009. CD-ROM.

MARTHA, L. F. **Ftool – Two-Dimensional Frame Analysis Tool –Versão 2.12**. 2008. Programa livre educacional (TECGRAF/PUC-Rio – Grupo de Tecnologia em Computação Gráfica) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC RJ, Rio de Janeiro – RJ, 2008.

MELLO, C. E. E. **Manual Munte de projetos pré-fabricados de concreto**. Brasil – São Paulo, SP. 2004. 1ª Edição. Editora PINI.

MELLO, C. E. E. **Manual Munte de projetos pré-fabricados de concreto**. Brasil – São Paulo, SP. 2007. 2ª Edição. Editora PINI.

OLMET Concrete Machinery to build the future. Publicação eletrônica. Disponível em: <<http://www.olmetitaly.com/index.php>>. Acesso em Novembro de 2011.

PCI. **Manual for the design of hollow core slabs** – 141 p. Illinois, 1998.

PCI. **Connections manual for precast and prestressed concrete construction (Parts 1-4)** – 150 p. Estados Unidos da América, 2008.

PETRUCELLI, N. S. **Considerações sobre projeto e fabricação de lajes alveolares protendidas.** 2009. 126 p. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos – SP, 2009.

RAYMUNDO, H.; CARVALHO, R. C. **Programas para representação da forma de pavimentos de concreto, geração de dados correspondentes para programa de cálculo de estruturas prismáticas e representação da estrutura deformada e esforços solicitantes.** 2008. 80 p. Relatório científico final (PIBIC/CNPq) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos – SP, 2008.

RAYMUNDO, H.; CARVALHO, R. C. **Programa para representação da forma de pavimentos de estruturas tridimensionais de concreto, geração de dados correspondentes para programa de cálculo de estruturas prismáticas e representação da estrutura deformada e esforços solicitantes.** 2009. 97 p. Relatório científico final (Fundação de Amparo à Pesquisa do estado de São Paulo) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos – SP, 2009.

SAE (Sistema de Análise Estrutural). **Manual STRAP 2009: Structural Analysis Programs (2009).** São Paulo – SP:

SANTOS, A. P. **Análise estrutural de galpões atirantados de concreto pré-moldado.** 2010. 190 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Universidade de São Paulo, São Carlos – SP, 2010.

SOUTO, A. K. **Análise de estruturas de edifícios altos submetidos a carregamentos horizontais e verticais.** 1993. 147 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1993.

TATU PRÉ-MOLDADOS. Publicação eletrônica. Disponível em <<http://www.tatu.com.br>>. Acesso em maio de 2011.