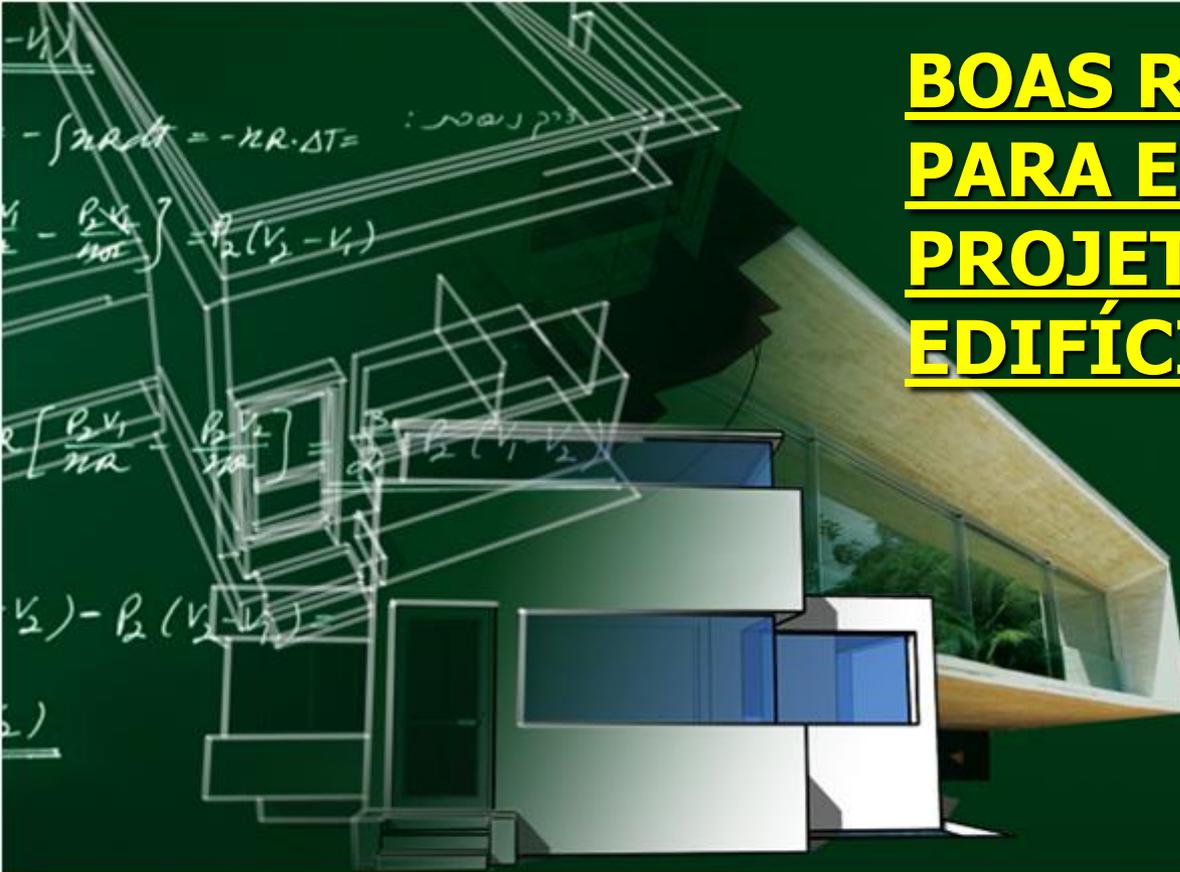


BOAS RECOMENDAÇÕES PARA ELABORAÇÃO DE PROJETOS DE EDIFÍCIOS

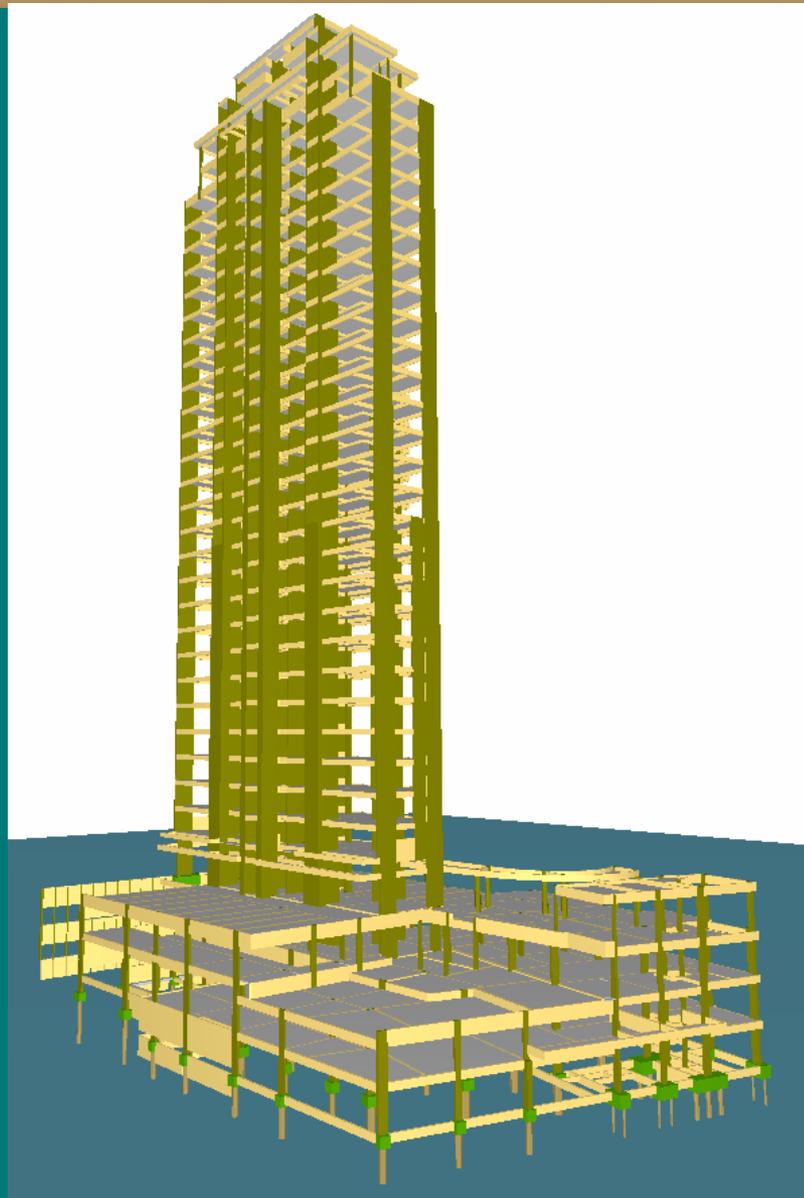
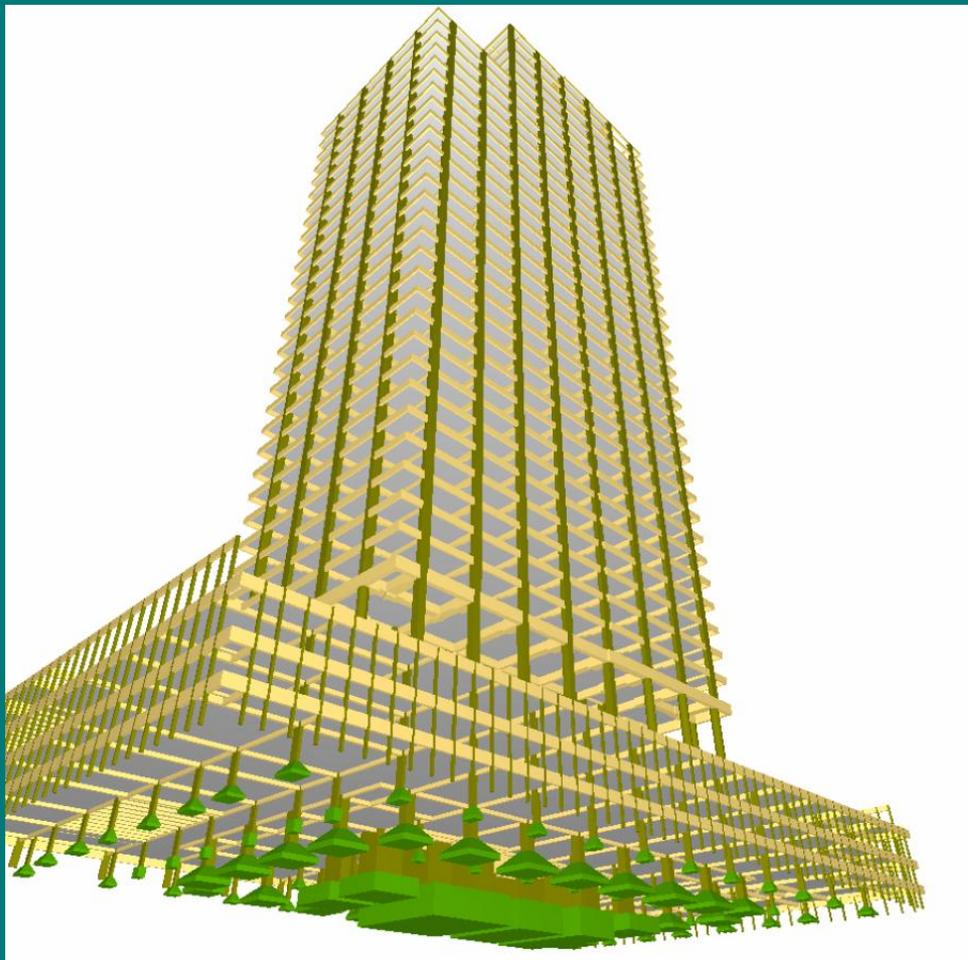
Eng. Luiz Aurélio Fortes da Silva

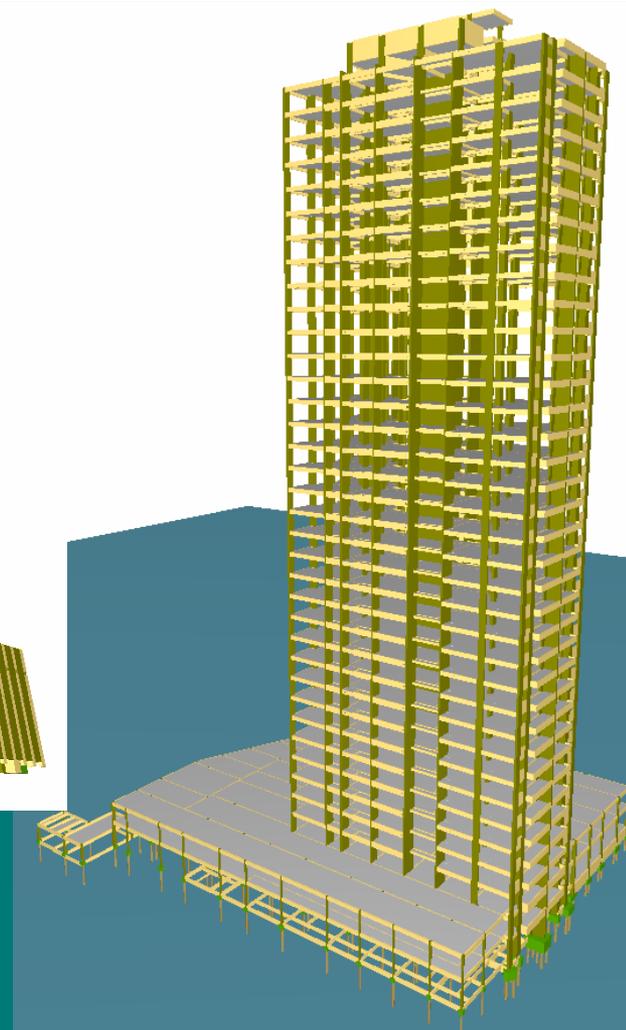
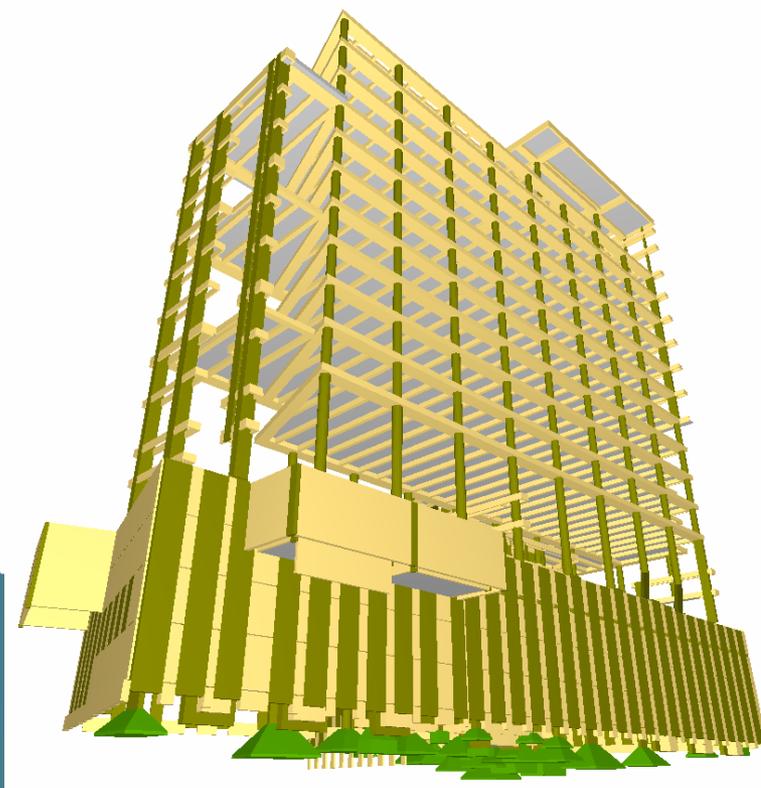
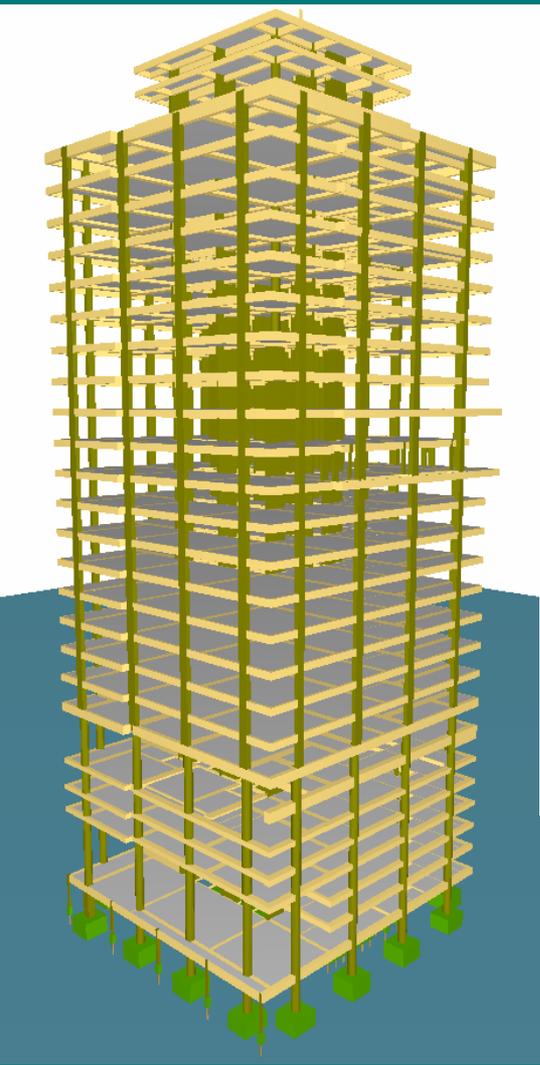


14° ENENECE 2011
Encontro Nacional de Engenharia e Consultoria Estrutural

As Normas Valorizando a Engenharia Estrutural

- **CONSIDERAÇÕES INICIAIS DE PROJETO**
- **CONCEPÇÃO ESTRUTURAL**
- **MATERIAIS E DURABILIDADE**
- **AÇÕES**
- **ANÁLISE ESTRUTURAL**
- **AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO GLOBAL**
- **DEFORMAÇÕES NOS PAVIMENTOS**





1ª FASE :

ACOMPANHAMENTO DAS DEFINIÇÕES DE PROJETO

Nesta primeira fase, Acompanha-se a definição do projeto estrutural dos primeiros estudos até a definição das formas em nível executivo.

2ª FASE ANÁLISE ESTRUTURAL

Nesta segunda fase, ocorre a primeira avaliação da estrutura concebida.

Avaliação da concepção estrutural adotada
Avaliação dos Carregamentos
Análise dos pavimentos
Análise do Comportamento Global dos Edifícios
Verificação das solicitações nas Fundações

Ao final desta fase, emite-se um relatório, onde é apresentada a avaliação para estes itens.

Nossas análises partem da suposição que a estrutura será projetada e armada para resistir aos esforços previstos nas normas, principalmente levando em consideração os esforços introduzidos por ações horizontais (vento, empuxo, desaprumo global).

Se a estrutura não receber armaduras apropriadas em vigas, pilares e lajes, ao longo da vida útil do edifício, podem surgir fissuras e patologias que afetem o bom comportamento da estrutura e sua expectativa de vida útil, além de aumentar a necessidade de manutenção periódica nas vedações e revestimentos.

3ª FASE – ANÁLISE DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

De posse dos desenhos de detalhamento, é realizada a verificação da capacidade resistente dos principais elementos que compõem a estrutura.

- **Reavaliação do Comportamento Global do Edifício**
(já na fase executiva de projeto)
- **Armação de Lajes**
- **Armação de Vigas**
- **Armação de Pilares**
- **Armação de Fundações**

Ao final desta segunda fase dos trabalhos, são gerados relatórios complementares, a medida que forem apresentados os desenhos de armaduras, onde são consolidadas as conceituações para os seguintes temas:

- Qualidade e durabilidade;
- Ações consideradas;
- Avaliação da estabilidade global e deslocamentos globais horizontais;
- Avaliação deslocamentos verticais imediatos e de longo prazo nos pavimentos;
- Pleno dimensionamento e detalhamento das vigas;
- Pleno dimensionamento e detalhamento dos pilares;
- Pleno dimensionamento e detalhamento das lajes;
- Pleno dimensionamento e detalhamento das fundações;
- Comportamento dinâmico.

A definição de uma estrutura, muitas vezes implica em processos executivos diferenciados, que devem ser logo levantados e estabelecidos claramente. Entre estas situações especiais podemos citar como exemplo:

- Indicações sobre o esquema desejado de escoramentos e indicação das etapas ideais para a retirada destes escoramentos;
- Indicações para a necessidade de etapas de construção distintas;
- Cimbramentos e descimbramentos fora dos padrões usuais;
- Peças que necessitam de escoramento por um período maior que o resto da estrutura;
- Estrutura com tirantes, que precisam ser descimbrados de cima para baixo;
- Peças que serão concretadas por etapas e que entrarão em carga antes de terem suas seções finais concluídas, etc;
- Em relação às paredes de contenção, deve ser prevista e indicada a etapa ideal de execução onde devem ser desativados eventuais tirantes provisórios.

As seções e cobrimentos adotados devem também atender as prescrições das ABNT-NBR14432 e ABNT-NBR15200.

Lajes Maciças:

10 cm para TRRF=90 min;
12 cm para TRRF=120 min.

Lajes Nervuradas - Espessura da mesa

10 cm para TRRF=90 min;
12 cm para TRRF=120 min.

tab. 7.2 da NBR6118:2007

Correspondência entre classe de agressividade ambiental e
cobrimento nominal para $\Delta c = 10 \text{ mm}$

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV ²⁾
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
Concreto protendido ¹⁾	Todos	30	35	45	55

¹⁾ Cobrimento nominal da armadura passiva que envolve a bainha ou os fios, cabos e cordoalhas, sempre superior ao especificado para o elemento de concreto armado, devido aos riscos de corrosão fragilizante sob tensão.

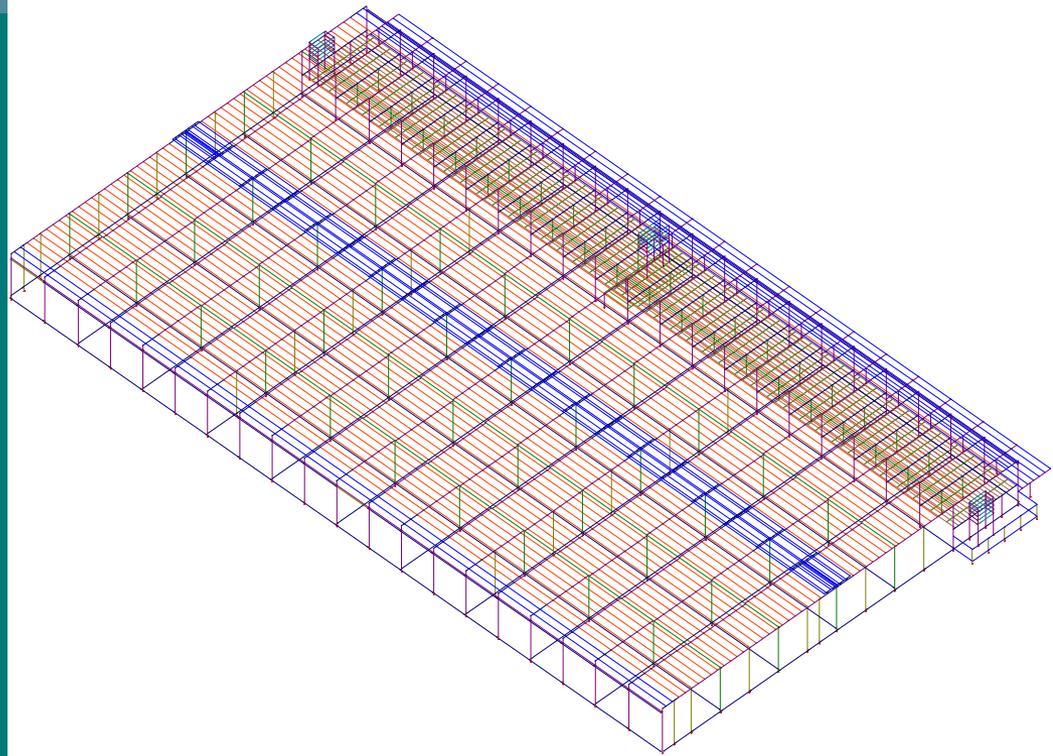
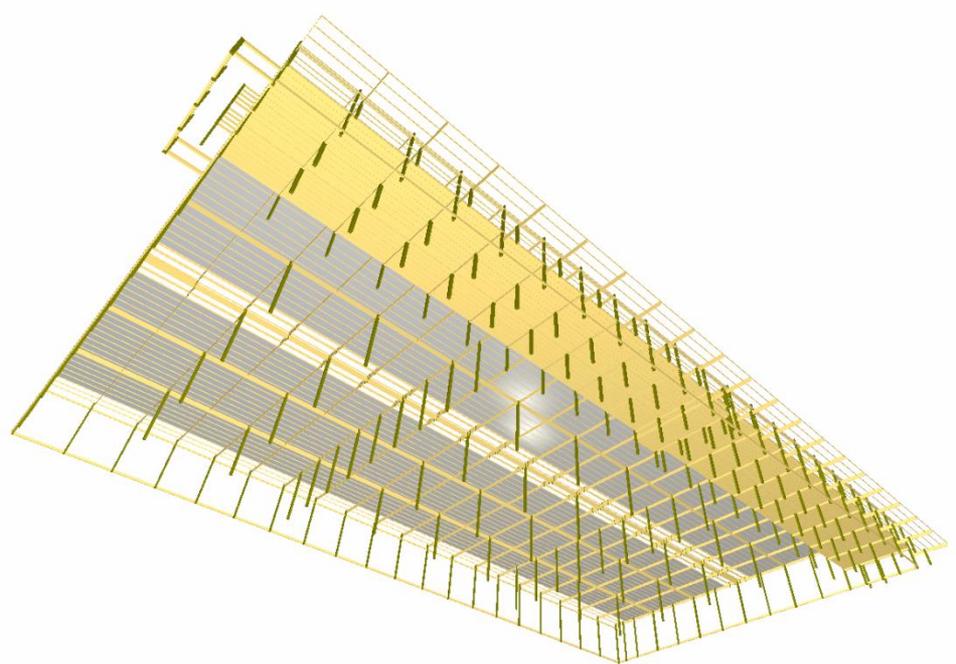
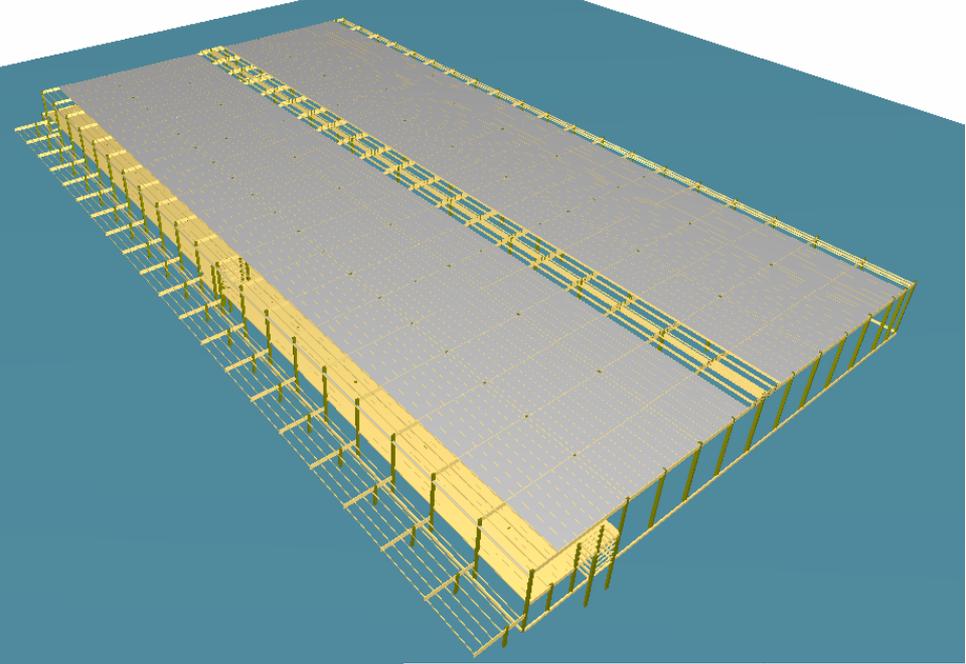
²⁾ Nas faces inferiores de lajes e vigas de reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, a armadura deve ter cobrimento nominal $\geq 45 \text{ mm}$.



Perante a realidade dos processos executivos, os cobrimentos nominais adotados para as lajes devem ser no mínimo 2.5 cm na face inferior e de 2,0 cm na face superior . Nas vigas deve-se adotar no mínimo 2.5 cm.

Quando for adotada uma classe de concreto superior à necessária para atender a classe de agressividade (tabela 7.1 da ABNT-NBR 6118:2007) que deve ser considerada no projeto, pode-se adotar uma redução de 5 mm nos cobrimentos nominais necessários. Não é permitido diminuir mais do que 5 mm no cobrimento quando utilizado este critério.

Em lajes de cobertura sobre piscinas, saunas, reservatórios, etc. o cobrimento das faces em contato com o ambiente agressivo deve ser de no mínimo 4,5 cm



O projeto deverá ter indicações explícitas dos materiais adotados:

Resistência característica à compressão aos 28 dias (f_{ck});

Módulo de deformação tangente inicial (E_{ci}) e secante (E_{cs});

Relação água/cimento;

Densidade do concreto, quando não for a usual.

Estes parâmetros formarão parte da especificação necessária para a escolha do fornecimento de concreto por parte da contratante.

O módulo de elasticidade ou módulo de deformação tangente inicial deve ser obtido segundo ensaio descrito na ABNT-NBR 8522:2008.

Quando não forem feitos ensaios e não existirem dados mais precisos sobre o concreto usado na idade de 28 dias, pode-se estimar o seu valor com a expressão:

$$E_{ci} = 5600 \sqrt{f_{ck}} \text{ (em MPa)}$$

Pode-se considerar o módulo tangente inicial (E_{ci}) para avaliação de deformações de curta duração. Assim, o E_{ci} pode ser considerado na avaliação do comportamento global da estrutura e para cálculo de perdas imediatas de protensão.

Nos pavimentos, devemos utilizar o módulo de elasticidade secante (E_{cs}) para determinação de esforços solicitantes e verificações de estados limites em serviço (deformações e vibrações) dos elementos estruturais que os afeta:

$$E_{cs} = 0,85 E_{ci} \text{ (em MPa)}$$

Em idades inferiores a 28 dias podemos adotar:

$$E_{ci} = 5600 \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\beta_1} \text{ (em MPa)}$$

Como o módulo de elasticidade varia conforme os agregados disponíveis em cada localidade, antes do projeto executivo, deve-se sempre buscar informações sobre o possível módulo de elasticidade que pode ser obtido na localidade onde o empreendimento será construído.

Dependendo dos agregados utilizados e da consistência do concreto fresco, podemos considerar os fatores de correção a_1 e a_2 definidos abaixo:

$$E_{ci} = a_1 \cdot a_2 \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{\beta_1} \text{ (em MPa)}$$

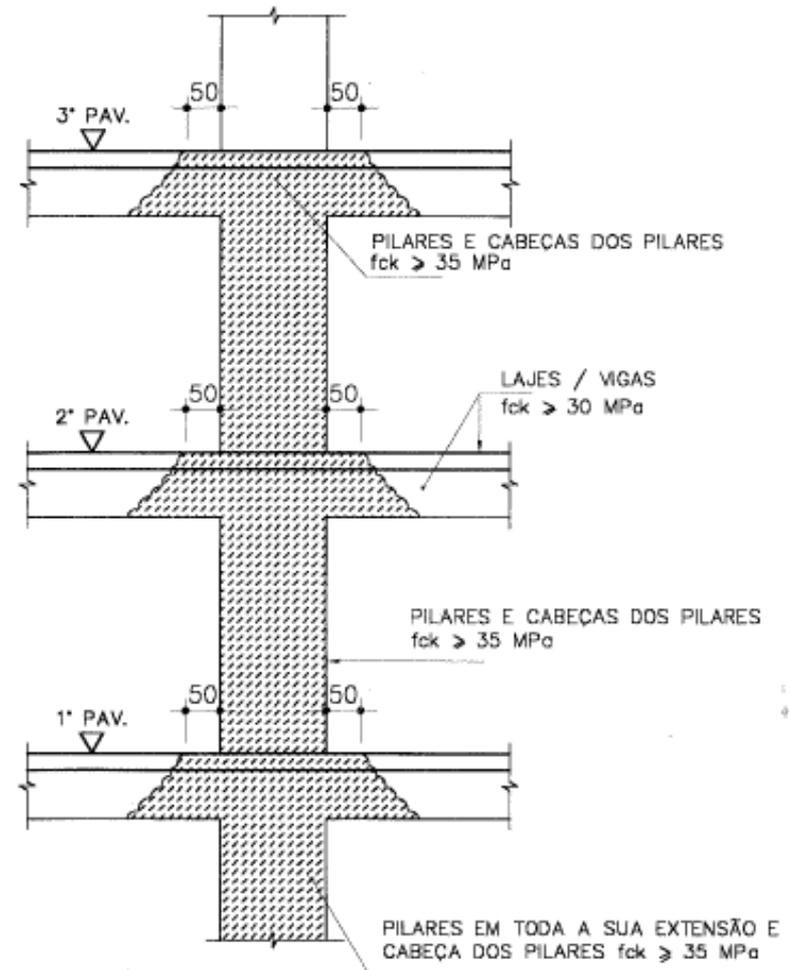
a_1 e a_2 podem ser obtidos nas duas tabelas C8.1 transcritas no próximo abaixo, da publicação “Comentários técnicos para ABNT-NBR6118:2007 do IBRACON”:

Natureza do agregado graúdo	a_1
Basalto, diabásio e calcário sedimentar denso	1,2
Granito e gnaisse	1,0
Calcário metamórfico e metassedimento	0,9
Arenito	0,7

Consistência do concreto fresco (1)	a_2
Fluída	0,9
Plástica	1,0
Seca	1,1

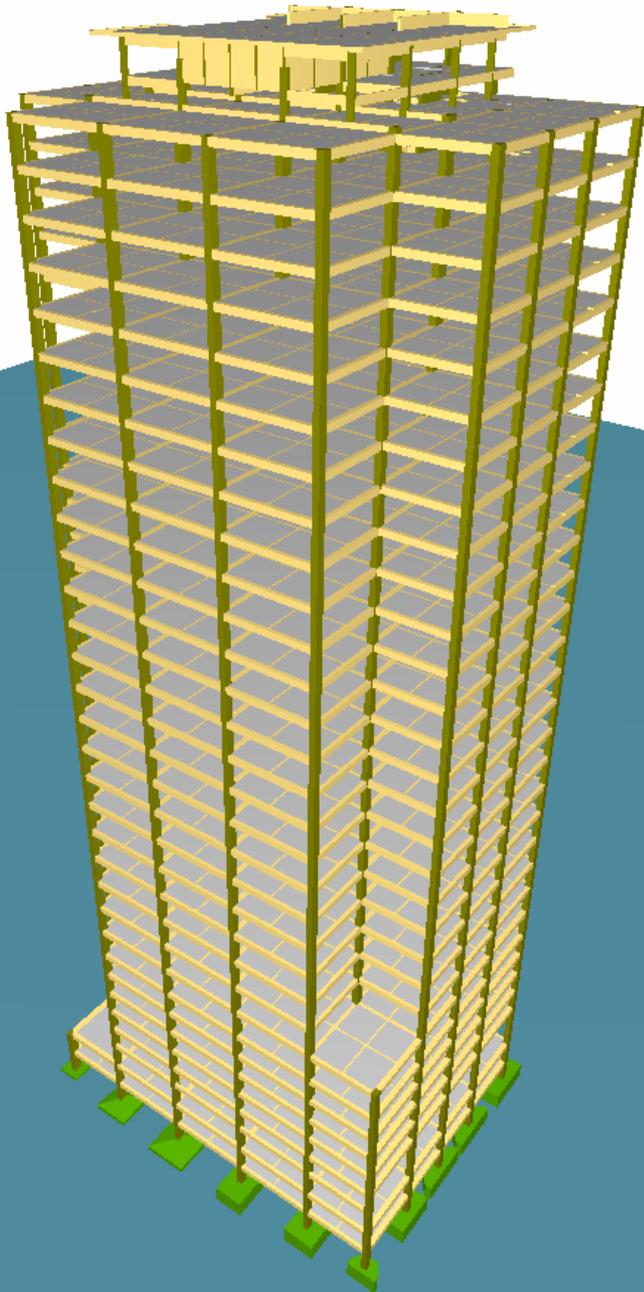
Como regra geral, a continuidade da peça estrutural do pilar não deve ser interrompida pela menor resistência adotada em outros elementos estruturais que com ele concorram.

CONCRETO VÁLIDO SOMENTE P/
PILARES DA TORRE P1 ao P40

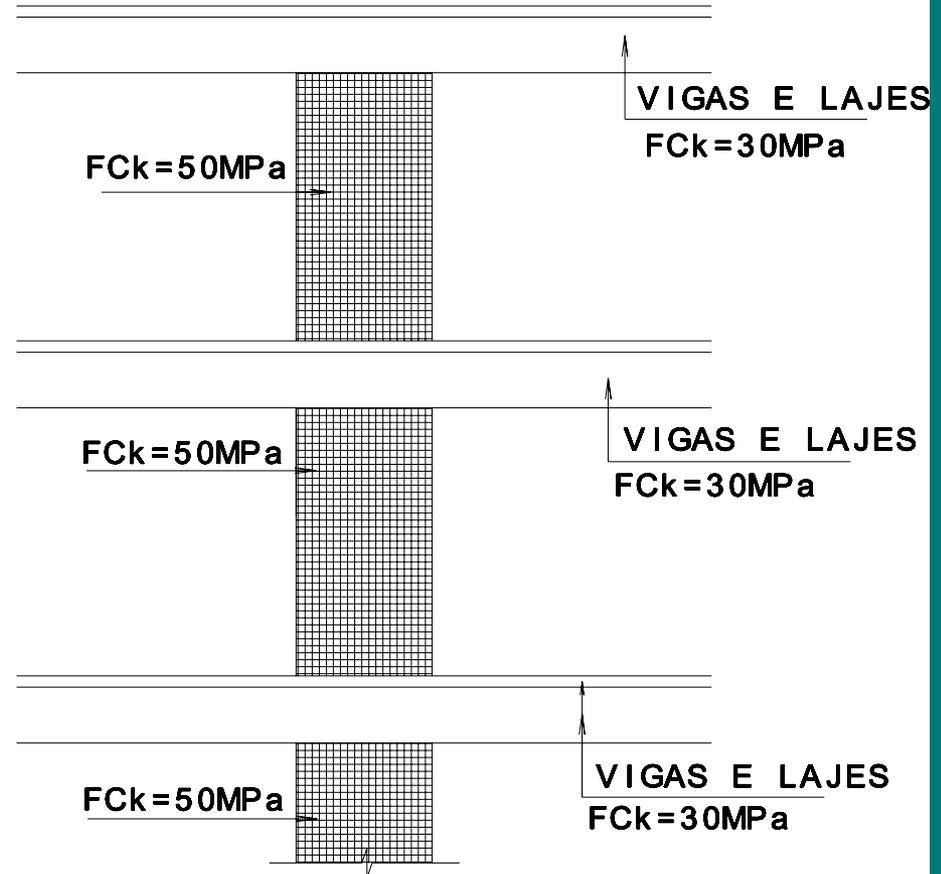


A CORRETA VIBRAÇÃO DA REGIÃO DE ENCONTRO ENTRE O CONCRETO DAS LAJES $f_{ck} > 30 \text{ MPa}$ E O CONCRETO DOS PILARES ($f_{ck} > 35 \text{ MPa}$) DEVERÁ TER ORIENTAÇÃO DO ENGENHEIRO ESPECIALISTA EM TECNOLOGIA DO CONCRETO

Em situações especiais, após uma análise estrutural refinada e acompanhada de ensaios que comprovem a resistência, pode-se admitir a ação benéfica do confinamento do concreto na região de interseção entre estes elementos e assim interromper a continuidade do pilar com um concreto de resistência menor, sendo que nestas situações, a diferença entre as resistências dos concretos empregados não pode ser superior a 30%.



DET. EQUIVOCADO P/ JUNÇÃO DE FCK 's DIFERENTES



Devem ser previstas de acordo com o especificado na ABNT-NBR 6120:1980 as “Cargas para o cálculo de estruturas de edificações – Procedimento”.

O projeto deverá conter indicações explícitas das cargas admitidas, em especial, com relação aos valores previstos para:

Cargas permanentes (impermeabilização, pisos e forros);
Sobrecargas de utilização.

Além dos carregamentos verticais, deverão ser previstos outros carregamentos externos, em função das características de cada edificação.

NBR6118:2007 – Alternância de cargas

14.6.7.3 – Consideração de cargas variáveis - “Para estruturas de edifícios em que a carga variável seja no máximo igual a 20% da carga total, a análise estrutural poderá ser realizada sem a consideração de alternância de cargas”.

Em pavimentos com lajes contínuas, a protensão exercida por cabos parabólicos deve se limitar a equilibrar apenas o peso próprio e as cargas permanentes

Os parâmetros adotados no projeto estrutural para a obtenção de esforços de vento devem, obrigatoriamente, seguir as prescrições indicadas pela ABNT-NBR 6123:1988 e devem ser fornecidas na entrega do estudo preliminar.

Devem ser adotados **pelo menos 8 carregamentos de vento, aplicados em azimutes variando de 45°** , tendo sempre como referência as direções principais da fôrma da estrutura, a menos que o projeto apresente mais de 2 eixos de simetria

Conforme cita o item 6.5.3 da ABNT-NBR 6123:1988, a consideração de vento de **alta turbulência só poderá ser adotada** se a altura do edifício que está sendo projetado não for superior ao dobro da altura média das edificações nas vizinhanças, sendo que esta média de altura das edificações vizinhas deve abranger uma distância mínima de:

Altura acima do solo do edifício que está sendo projetado (m)	Distância mínima necessária onde às edificações vizinhas devem ter altura média superior a metade da altura do edifício que esta sendo projetado (m)
40	500
55	1000
70	2000
80	3000

Devem ser consideradas todas as eventuais hipóteses para carregamentos de empuxo de terra, levando em consideração todas as possibilidades de ocupação dos terrenos, tanto no presente com em situações futuras.

Na definição do projeto estrutural executivo, já se deve prever um processo executivo que permita a transmissão dos carregamentos de empuxo à estrutura global, principalmente após a desativação de tirantes provisórios em cortinas de perfis e paredes diafragmas.

Desde a elaboração do Estudo Preliminar, deve-se sempre considerar todas as hipóteses de atuação de ações de subpressão.

Deve-se seguir o item 11.3.3.4.1 da ABNT-NBR 6118:2007.

Se em uma direção da estrutura os esforços provenientes do desaprumo global se mostrarem superiores aos de vento na mesma direção, permite-se, por simplificação, adotar carregamentos de vento maiores que os necessários para que os esforços de vento se tornem superiores aos do desaprumo global, podendo-se, nesta situação, desprezar os esforços de desaprumo global no dimensionamento estrutural.

Em pavimentos com lajes planas sem vigas, as lajes devem ser armadas considerando-se eventuais desvios/desaprumos nos pilares de borda/fachada.

É recomendável a introdução de juntas em pavimentos com extensões superiores a 30 metros, sendo que, em casos excepcionais, desde que sejam previstos procedimentos executivos que minimizem os efeitos de retração, as juntas podem ser dispensadas para extensões no máximo 50 m.

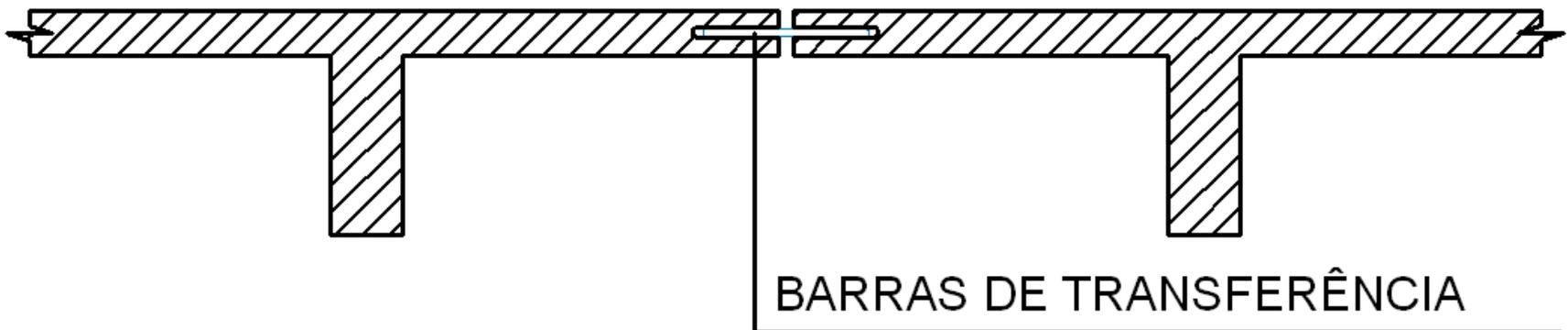
Em pavimentos com juntas afastadas mais de 30m deve-se considerar os efeitos provenientes das variações volumétricas (térmicas/retração), conforme as prescrições dos itens 11.3.3.1 e 11.3.4.2 da ABNT-NBR 6118:2007, sendo obrigatória a verificação e dimensionamento da estrutura para os esforços devidos à retração e temperatura.

Deve-se apresentar a definição das juntas que serão adotadas no Estudo Preliminar.

Em edifícios com grande extensão, submetido a problemas de variabilidade volumétrica do concreto devido aos diversos estágios de retração e as variações térmicas, a utilização da protensão colabora na inibição dos efeitos provocados por ações oriundas destas variações volumétricas.

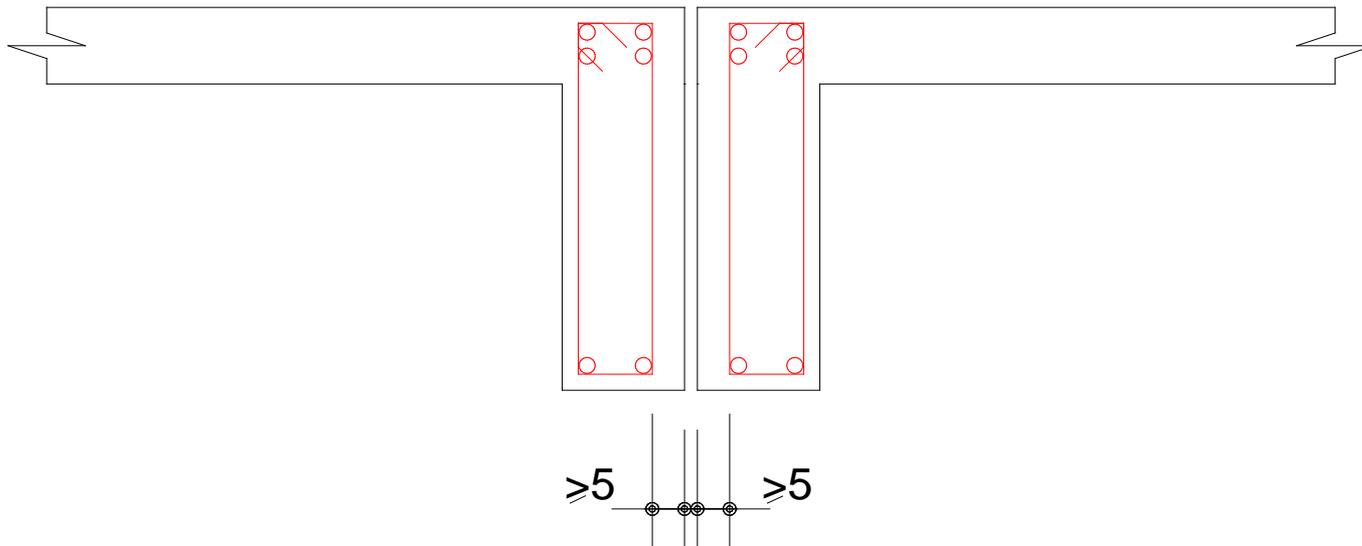
Deve-se evitar juntas no contorno das torres dos edifícios.
Deve-se dar sempre preferência à introdução de juntas entre lajes em balanço conforme o detalhe abaixo:

CONDIÇÃO APROPRIADA PARA A
INTRODUÇÃO DE JUNTA

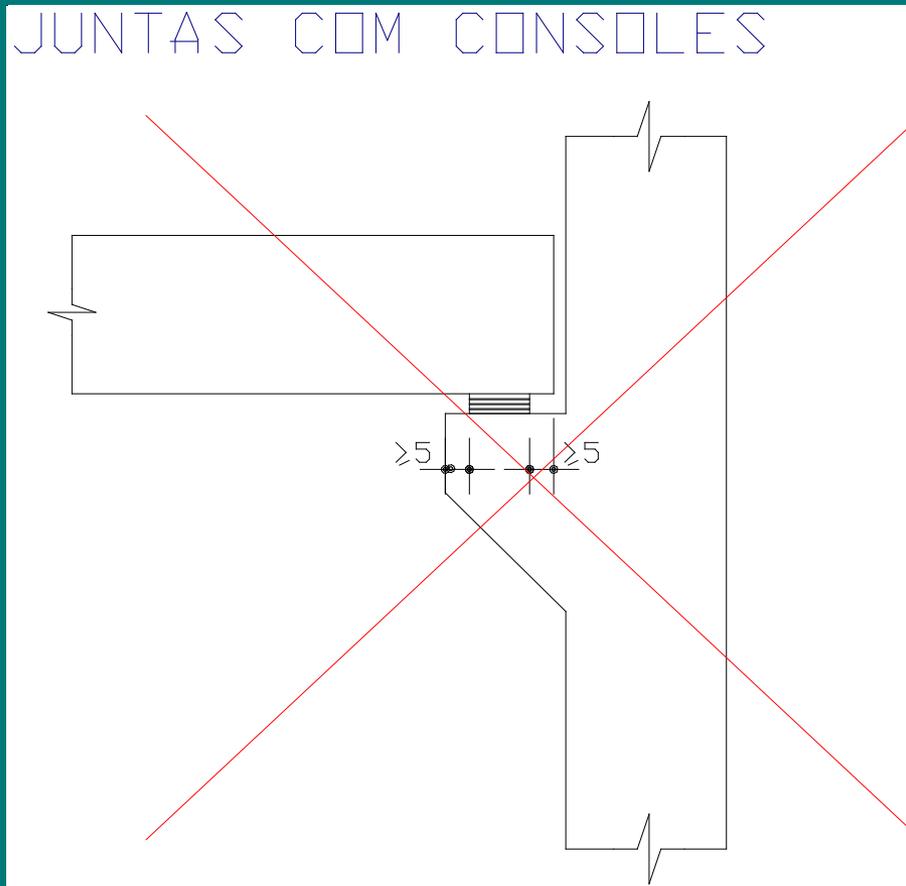


Quando a junta estiver localizada entre 2 vigas geminadas, deve-se prever cobrimentos mínimos de 5 cm nas faces da viga na junta, conforme o detalhe abaixo:

DUAS VIGAS GEMINADAS



Deve-se evitar a introdução de juntas com consoles apoiando vigas com neoprene conforme o detalhe abaixo (contorno de torres; não se aplica ao pré-moldado):

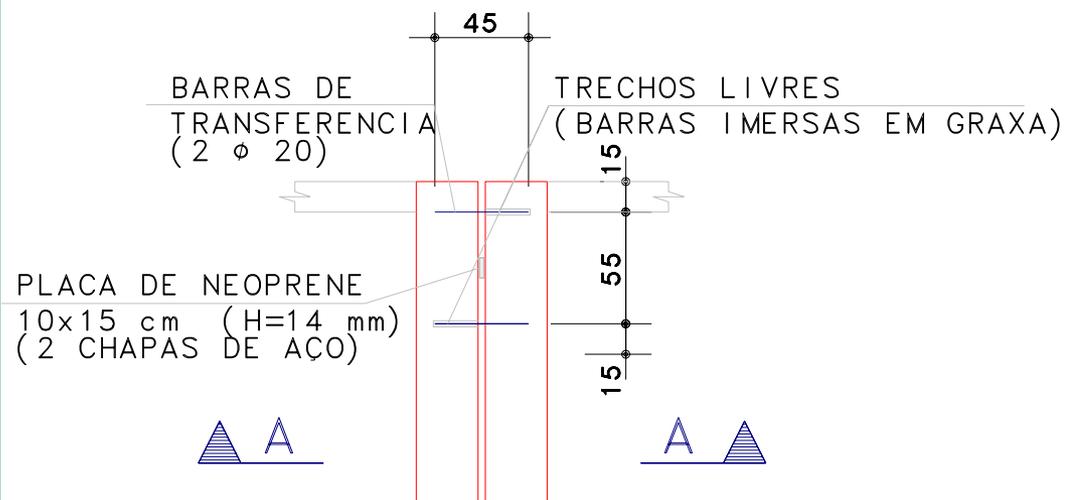
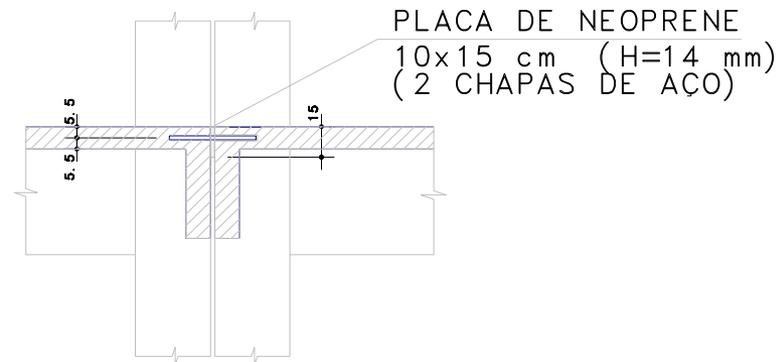


Deve-se evitar a introdução de juntas com consoles contínuos de vigas sobre abas de vigas (ou de lajes), pois a longo prazo as variações volumétricas pode fazer com que os setores se movimentam diferencialmente e a junta se abra.

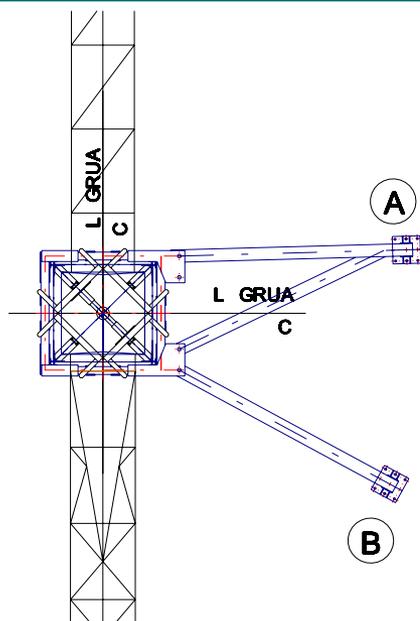
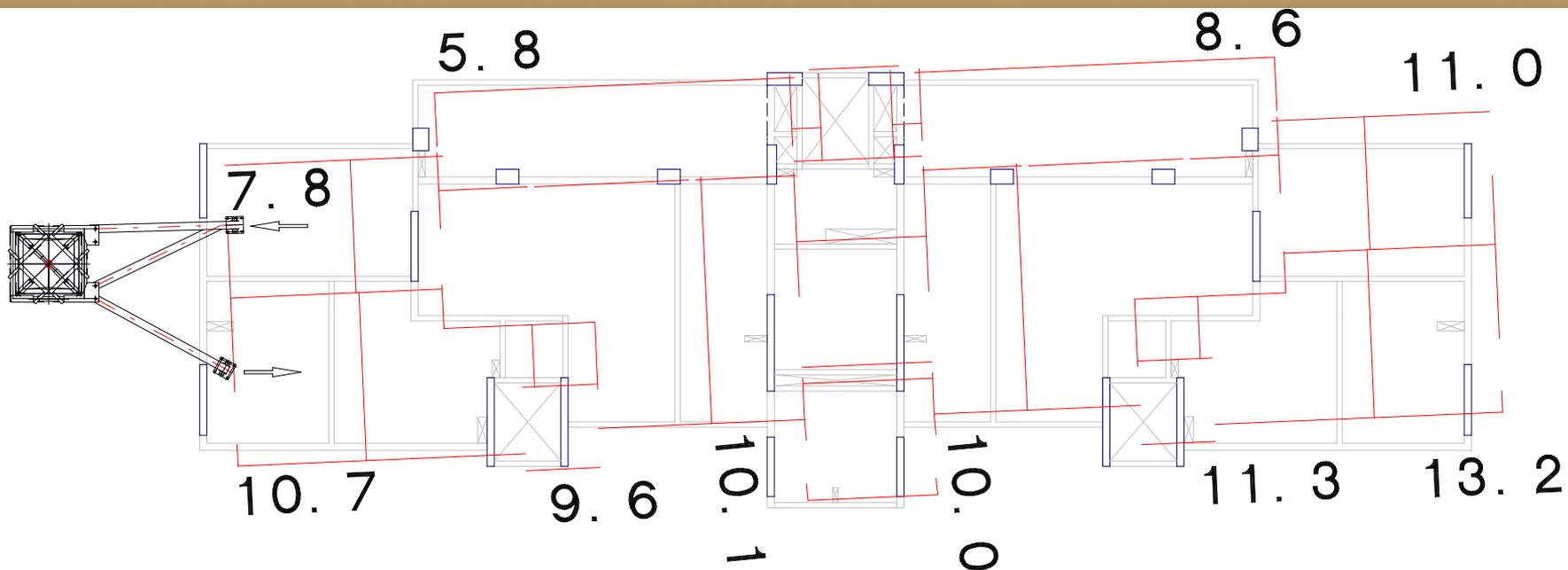




CORTE AA



AÇÕES – GRUAS



Linha	Situação de Carregamento	Fora de Serviço		Em Serviço	
	Pos. Sapata	(A)	(B)	(A)	(B)
01	R horizontal (tf)	-17,0	26,5	16,0	-18,0
02	R horizontal (tf)	1,8	-3,0	-7,0	9,0
03	R horizontal (tf)	-17,0	26,5	16,0	-18,0
04	R horizontal (tf)	-6,0	4,0	-5,5	2,2
05	R horizontal (tf)	0	0	0	0
06	R horizontal (tf)	-17,0	26,5	16,0	-18,0

Devemos adotar dois tipos de modelos estruturais em nossos cálculos:

- **MODELO DE GRELHA PARA OS PAVIMENTOS**

Na análise dos pavimentos temos como objetivo avaliar os deslocamentos, os esforços atuantes nas lajes e a obtenção dos carregamentos verticais que irão atuar no modelo de pórtico espacial

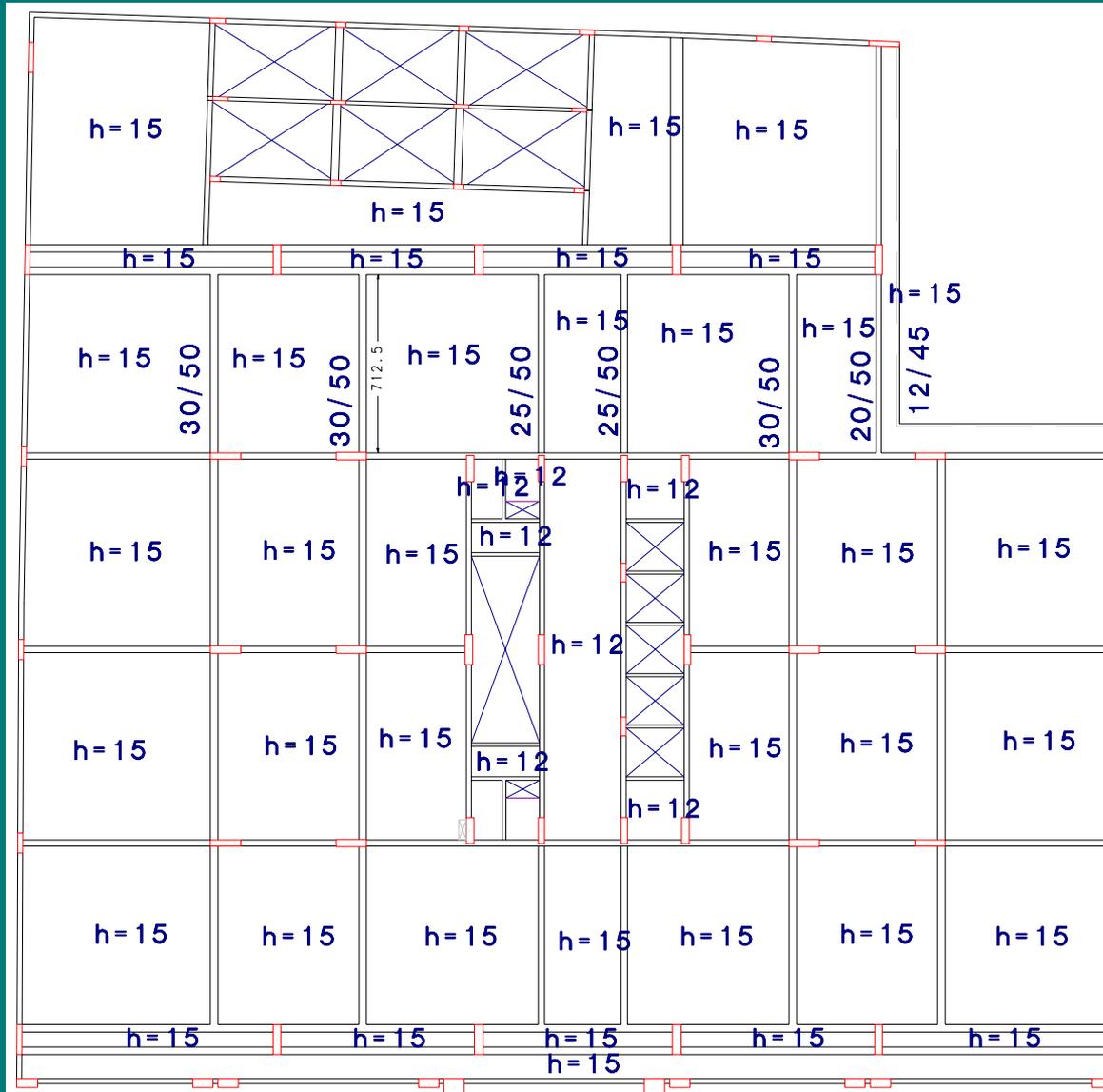
- **MODELO DE PÓRTICO ESPACIAL PARA A ANÁLISE GLOBAL**

- OPÇÃO 1 - FORMADO POR PILARES E VIGAS**

Os pórticos espaciais devem ser modelados com todos os pavimentos do edifício, para a avaliação dos efeitos das ações horizontais e de redistribuição de esforços em toda a estrutura devido aos carregamentos verticais.

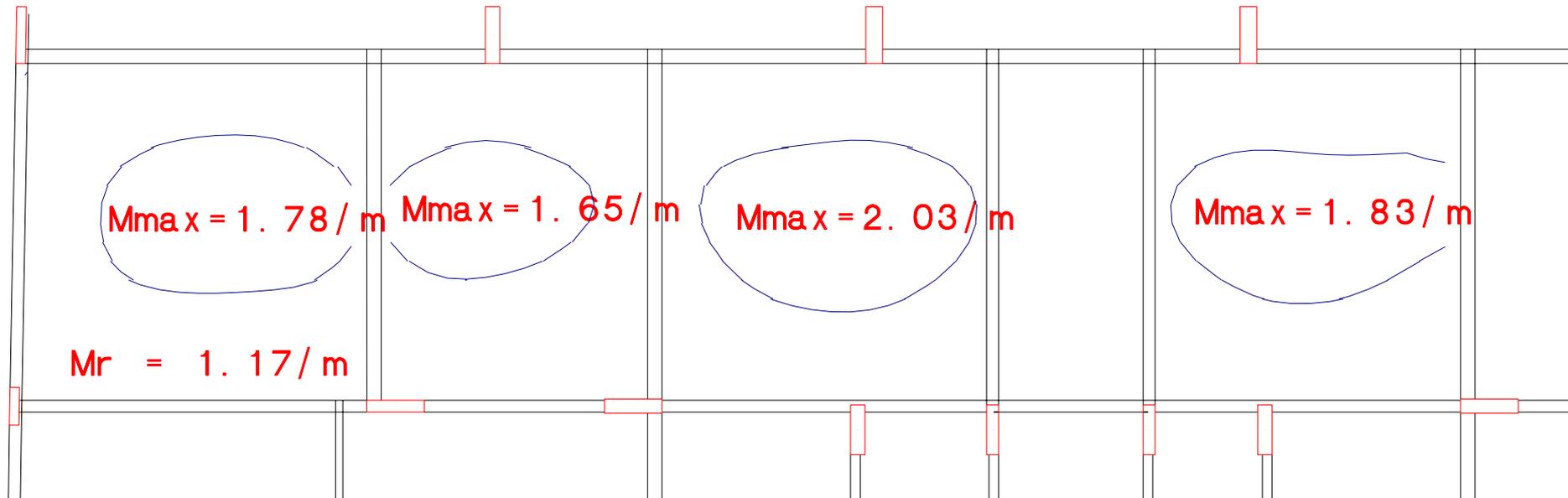
Os esforços obtidos na análise de pórtico são utilizados para o dimensionamento de vigas e pilares, com base em um conjunto de combinações conciliando os esforços de cargas verticais e de vento, agrupados e ponderados segundo as prescrições das normas NBR8681 e NBR6118.

ESFORÇOS DE GRELHA X PROCESSOS SIMPLIFICADOS

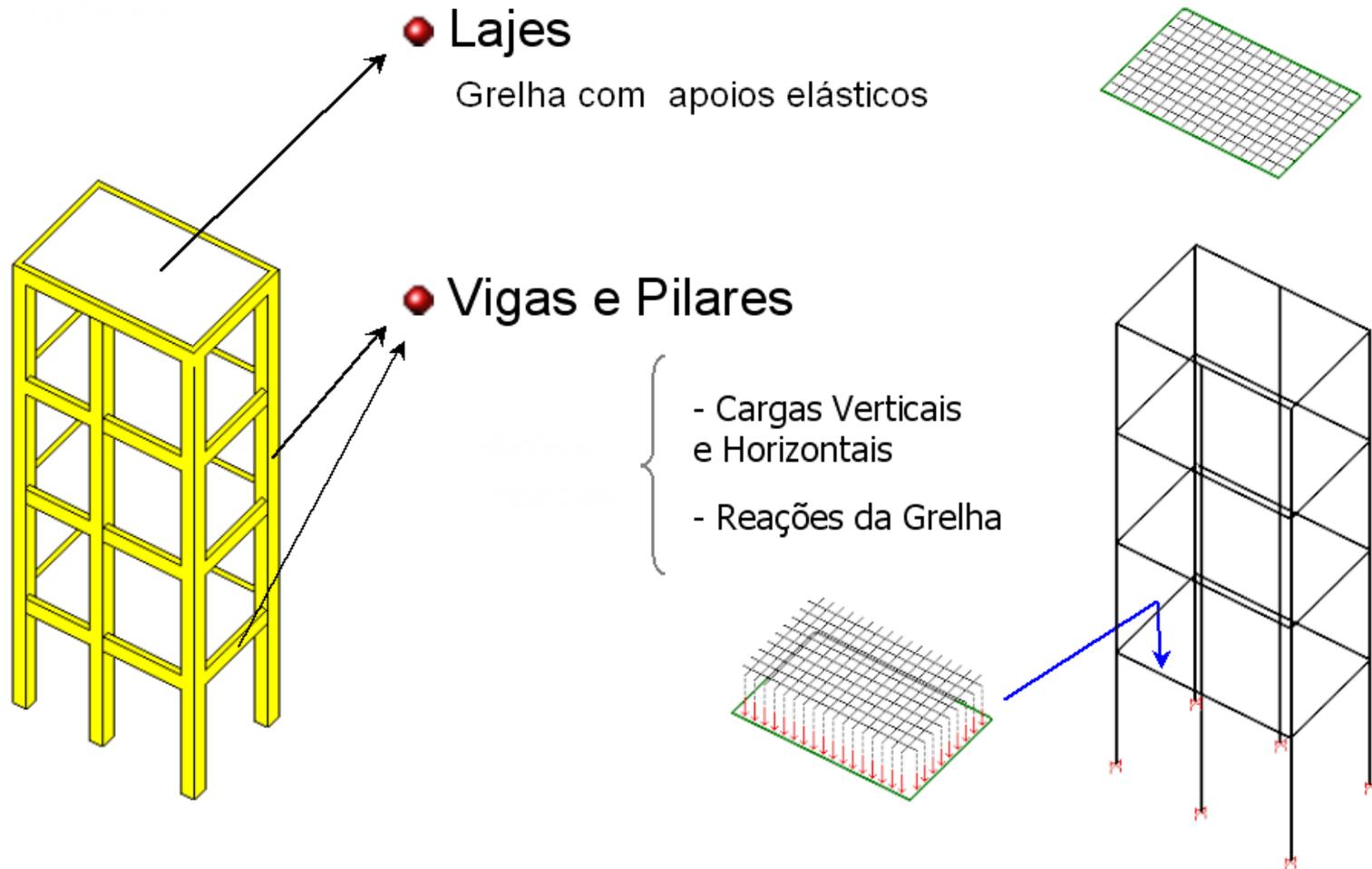


ESFORÇOS DE GRELHA X PROCESSOS SIMPLIFICADOS

MOMENTOS - DIR. VERTICAL

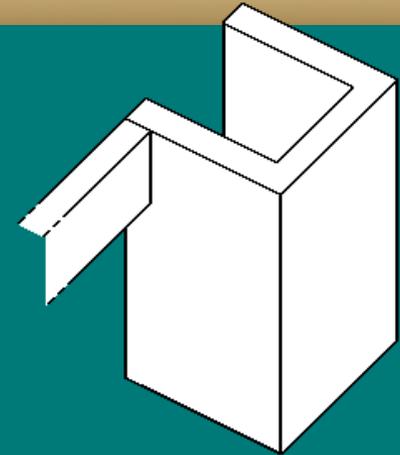


MODELO DE PÓRTICO INTEGRADO UTILIZADO NAS ANÁLISES

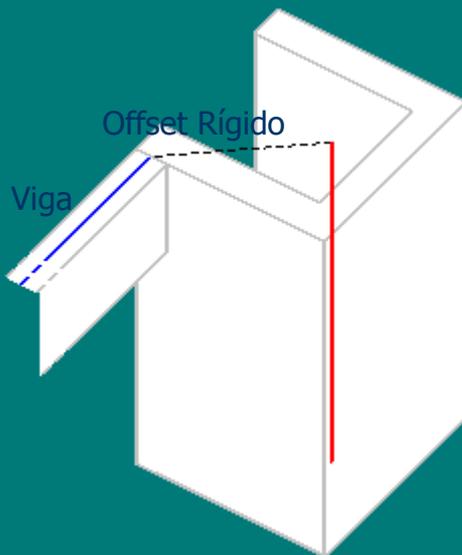


Ligação Viga-Pilar

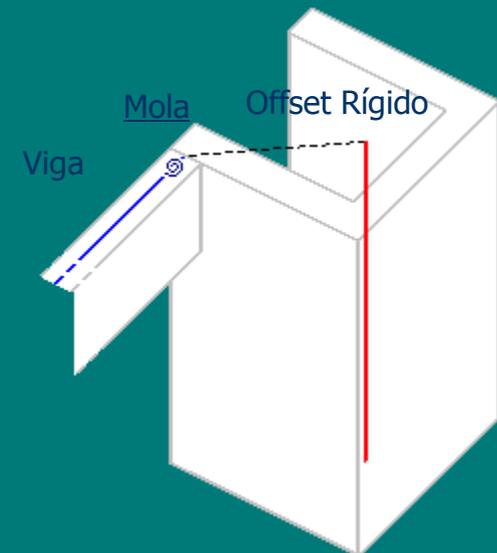
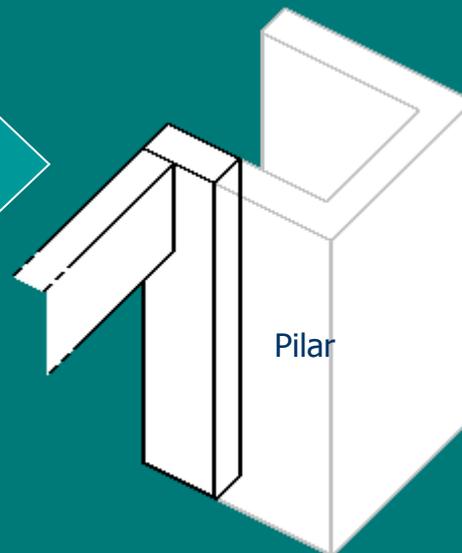
Busca de um comportamento mais real

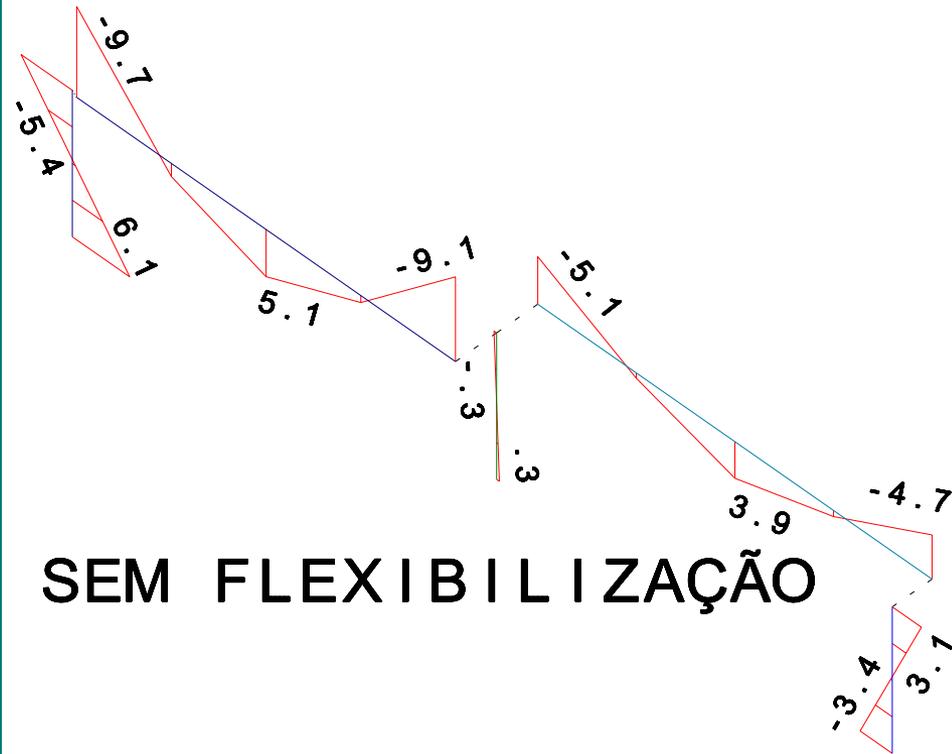
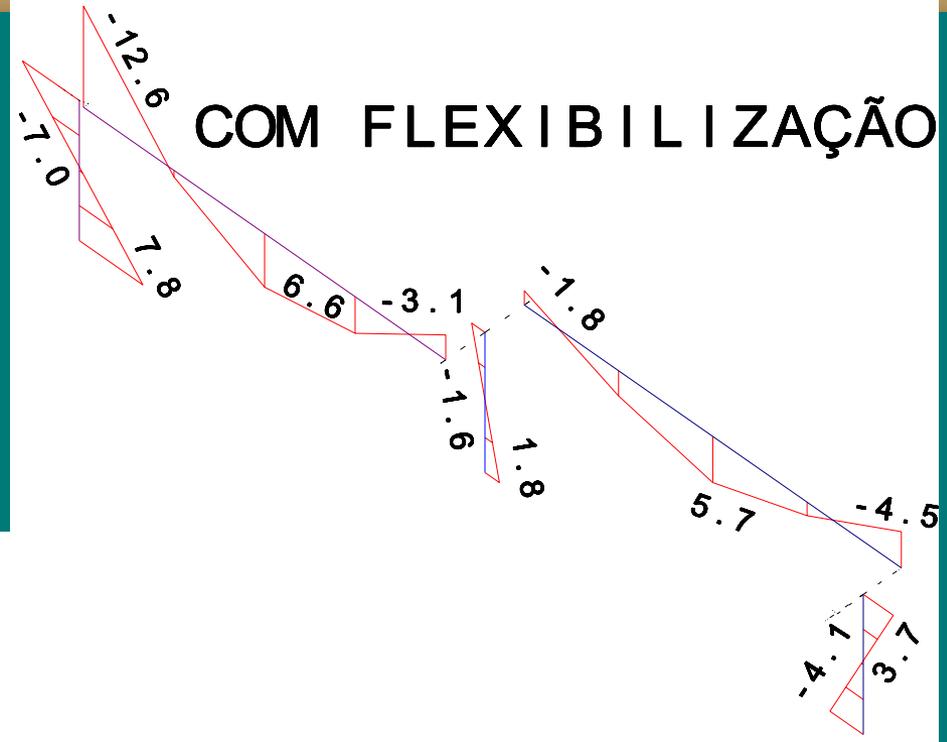
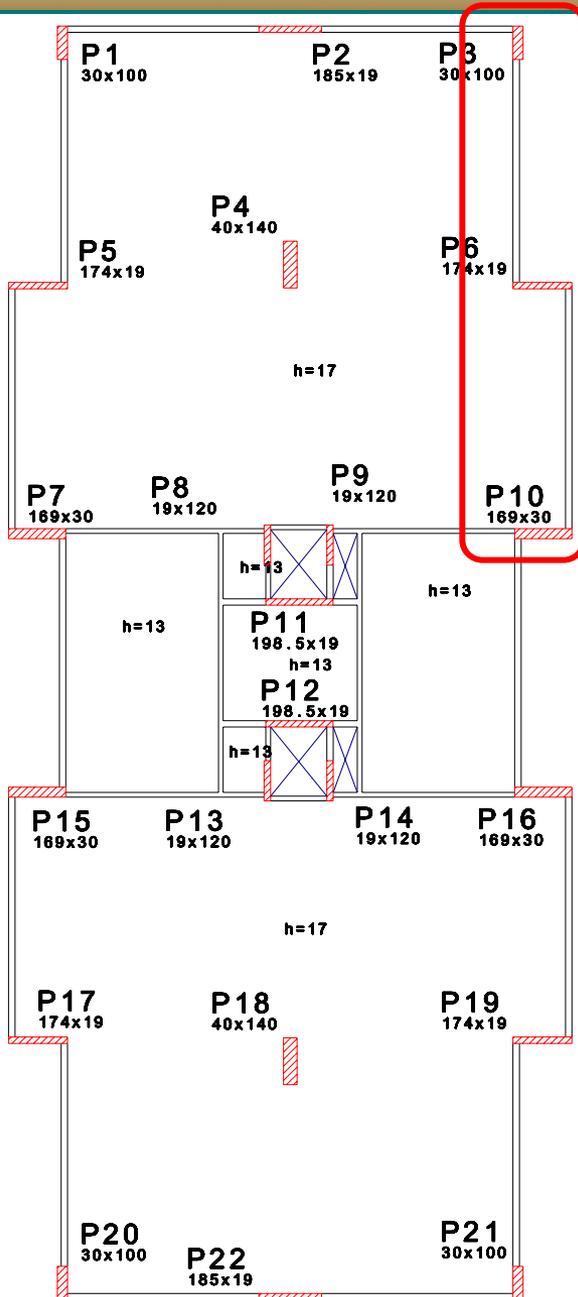


● Ligação Usual



● Ligação localizada (flexibilizada)





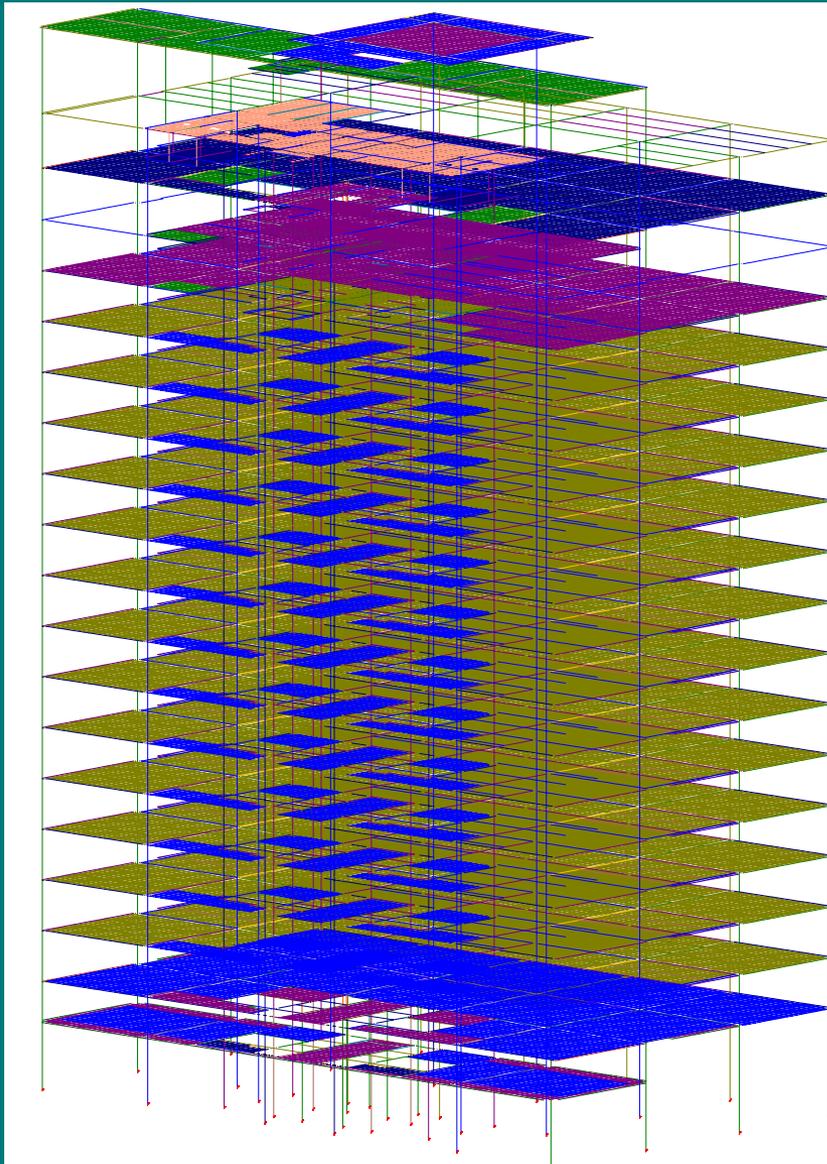
MODELO DE PÓRTICO ESPACIAL TOTALMENTE INTEGRADO, FORMADO POR PILARES, VIGAS E LAJES

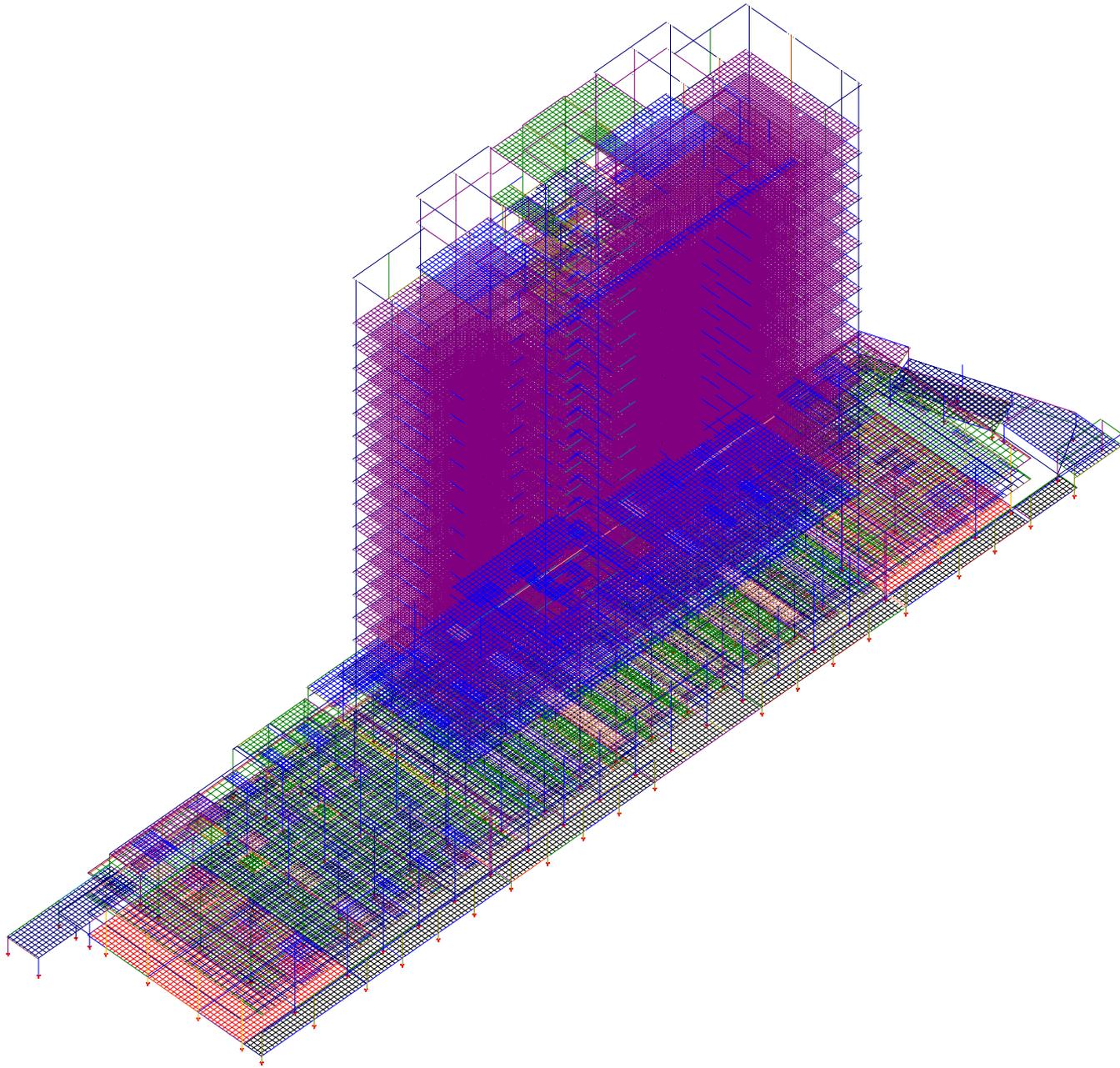
- Os pavimentos participam integralmente do pórtico espacial, ou seja, a malha de barras que representam as lajes também é integrada ao modelo de pórtico.
- Assim, as lajes, além de cumprirem a função de diafragma rígido, formado nos planos de cada pavimento, estão também participando com suas rigidezes nos 6 graus de liberdade (flexão, cortante, torção e solicitações normais).

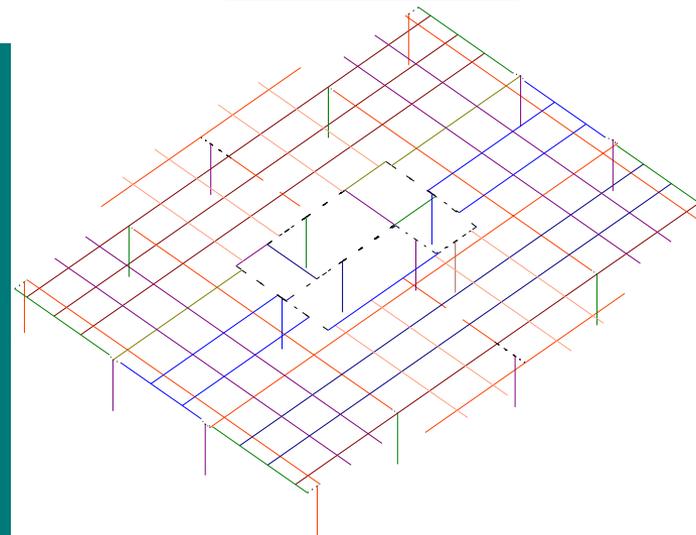
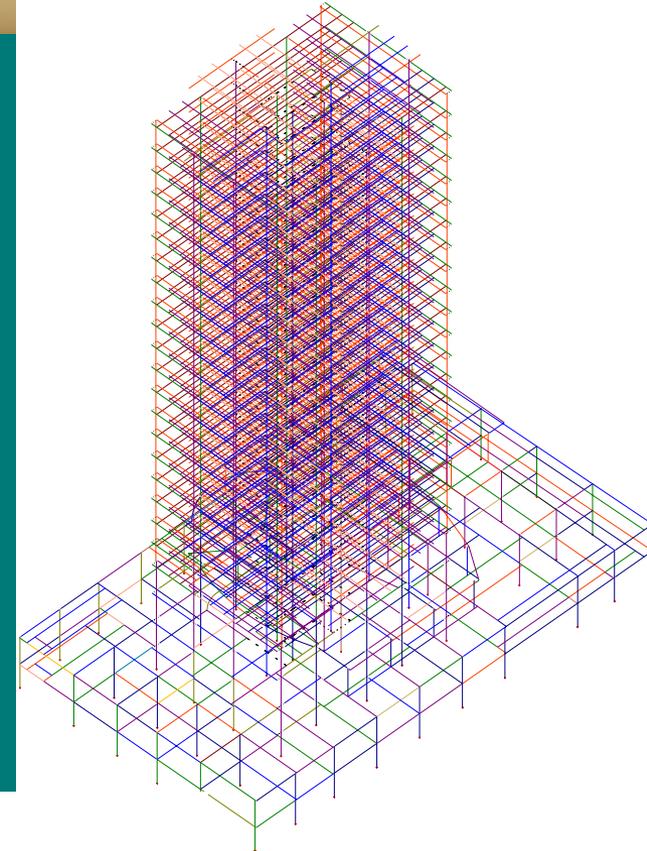
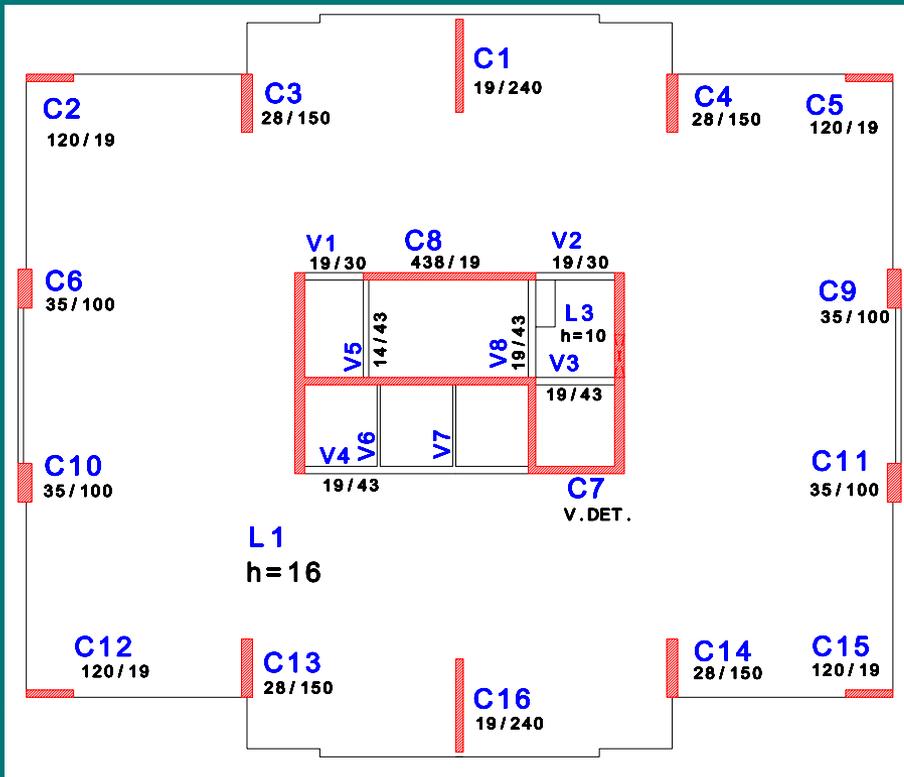
A rigidez à flexão das lajes é considerada na análise de esforços horizontais (vento, empuxo, desaprumo global, variações volumétricas).

- Nos modelos, as ligações entre as vigas e os pilares-parede devem ser consideradas de maneira realista, através de dois tipos de discretização:
 1. Elementos de barra com ligações flexibilizadas, levando em consideração apenas a rigidez do trecho do pilar-parede que efetivamente engasta a viga;
 2. Elementos de casca discretizando o pilar e elementos de barras para simular as vigas.
- **Caso se adotem análises estruturais globais, deve-se contemplar, mesmo que de maneira simplificada, considerações quanto a não linearidade geométrica e os efeitos decorrentes do processo executivo sobre vigas de transição e do encurtamento dos pilares, provenientes do processo incremental e da fluência.**

- Na análise global as características geométricas podem ser determinadas pela seção bruta de concreto dos elementos estruturais.
- Em análises locais para cálculo dos deslocamentos, a fissuração deve ser considerada.
- Para as análises globais, onde as ações horizontais principais são de curta duração (por ex. vento) pode ser considerado o módulo de elasticidade tangente inicial E_{ci} .
- Os efeitos de 2ª ordem globais devem obrigatoriamente ser considerados no dimensionamento de vigas, pilares e fundações.
- Levar sempre em consideração na rigidez das vigas as mesas colaborantes proporcionadas pelas lajes que estão ligadas às vigas.



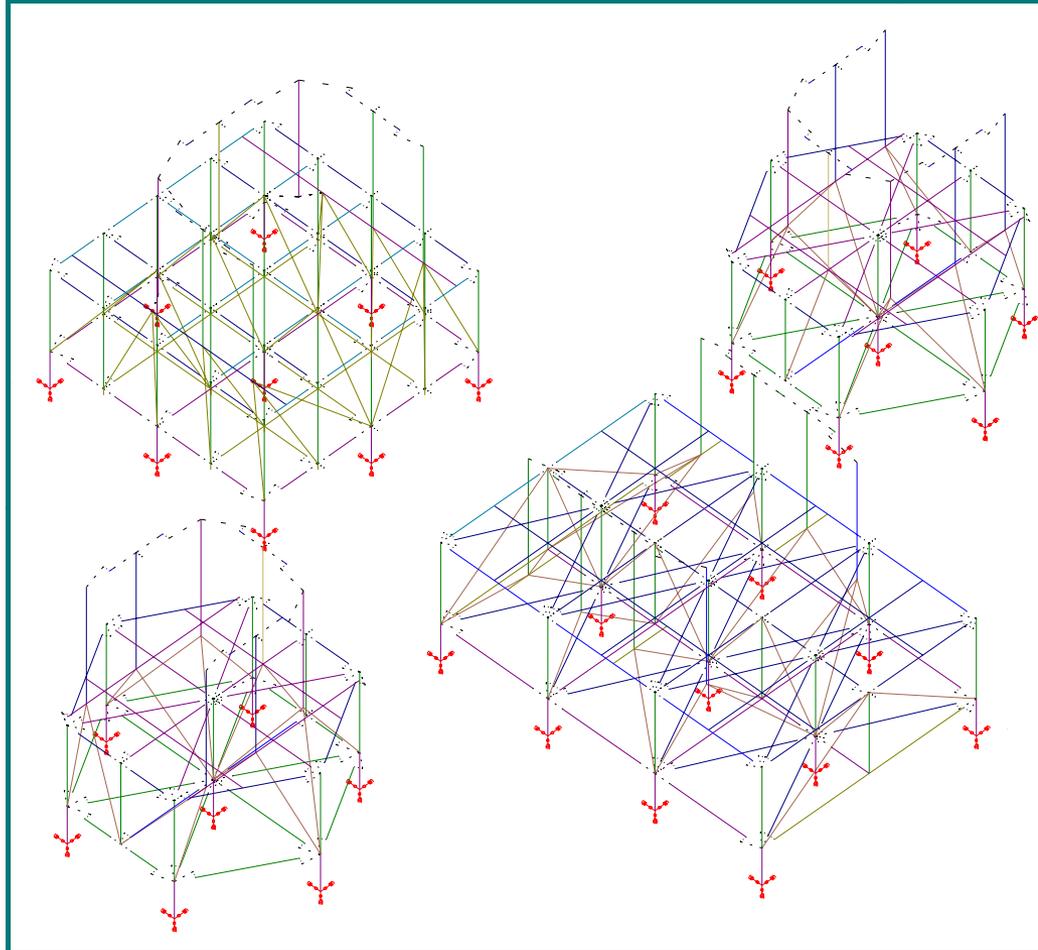
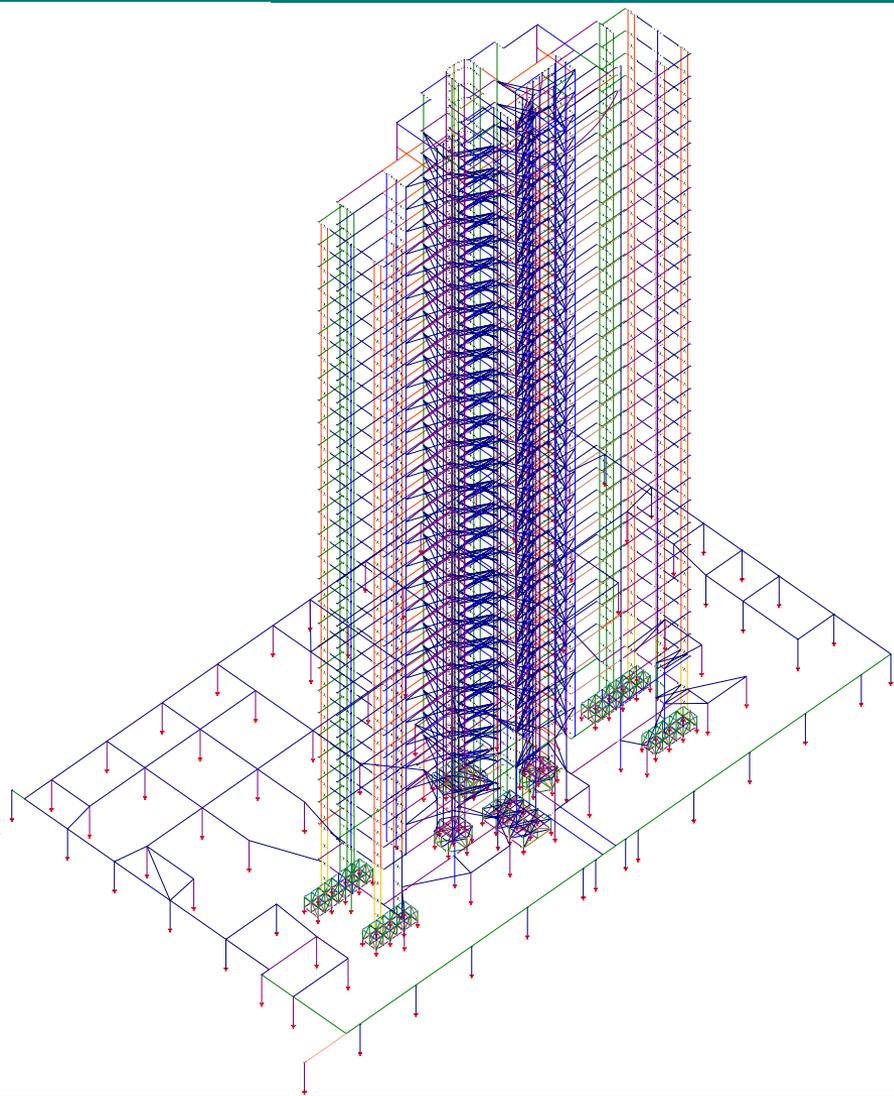




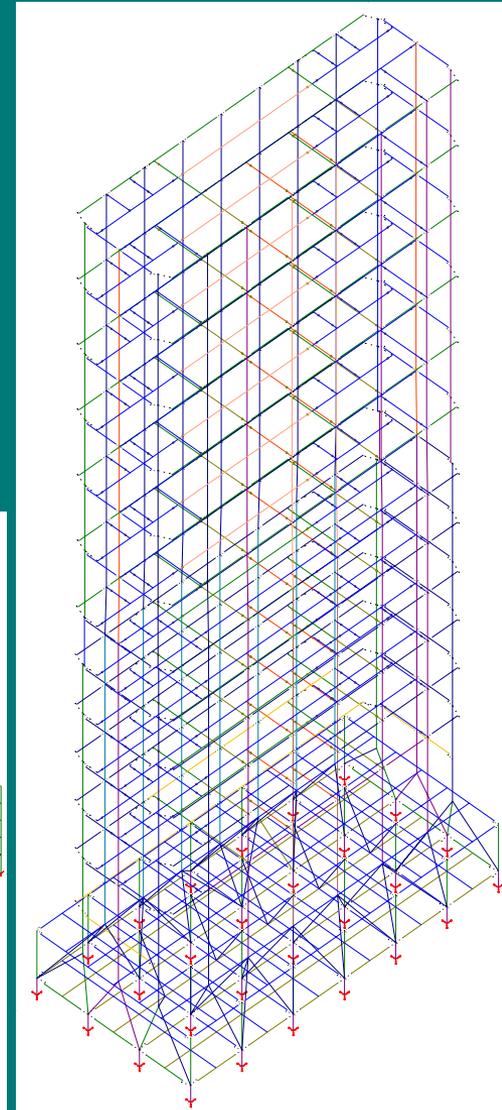
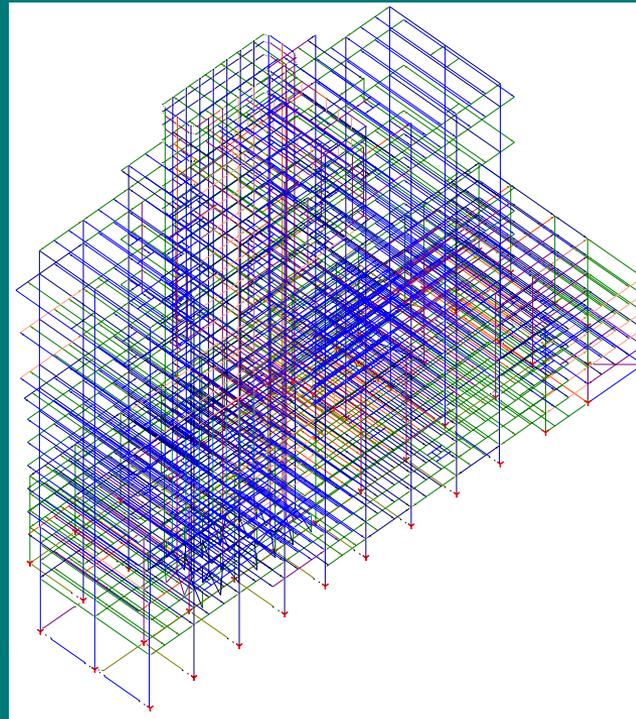
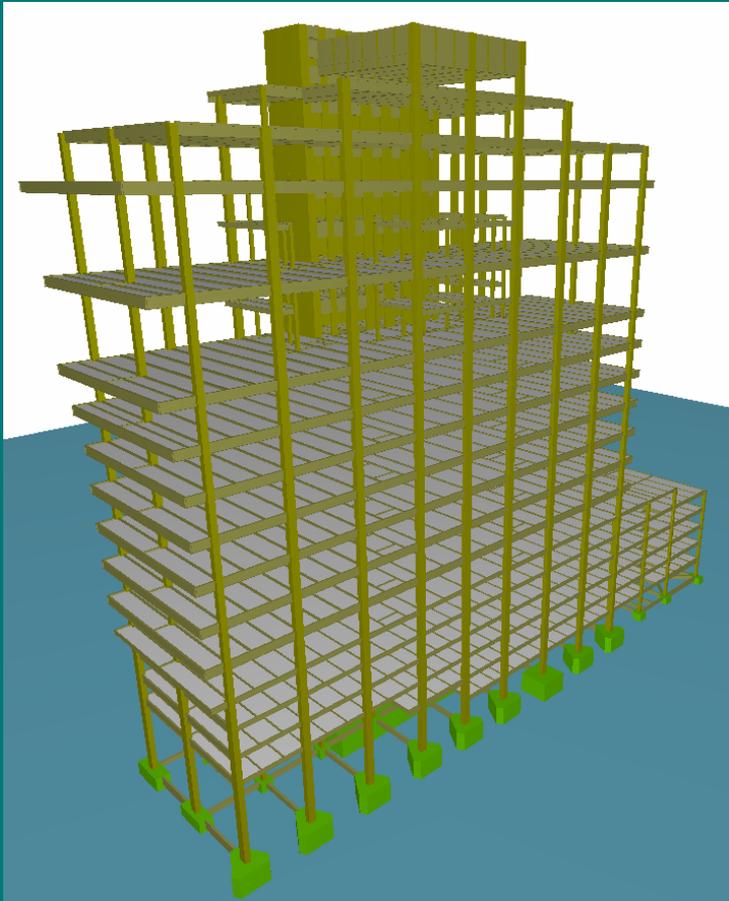
CONSIDERAÇÃO DA RIGIDEZ DAS FUNDAÇÕES NA ESTABILIDADE GLOBAL

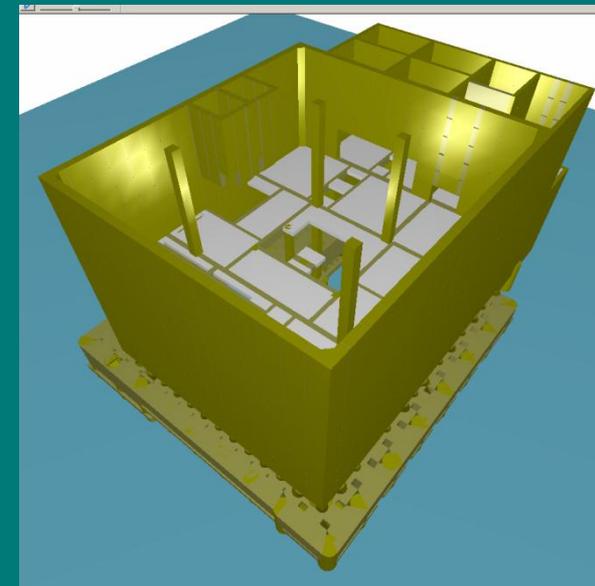
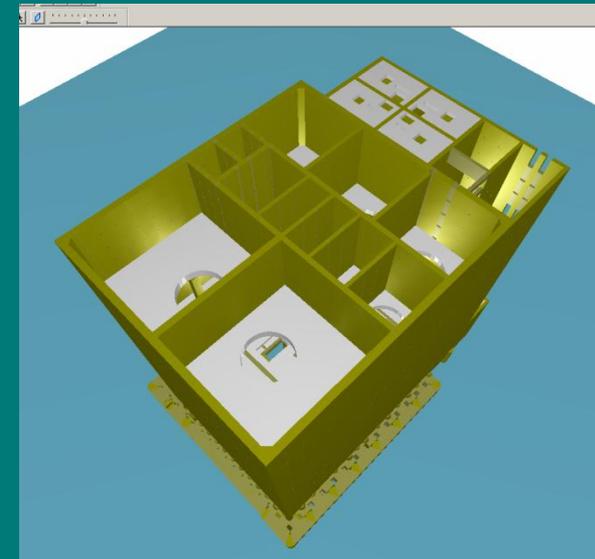
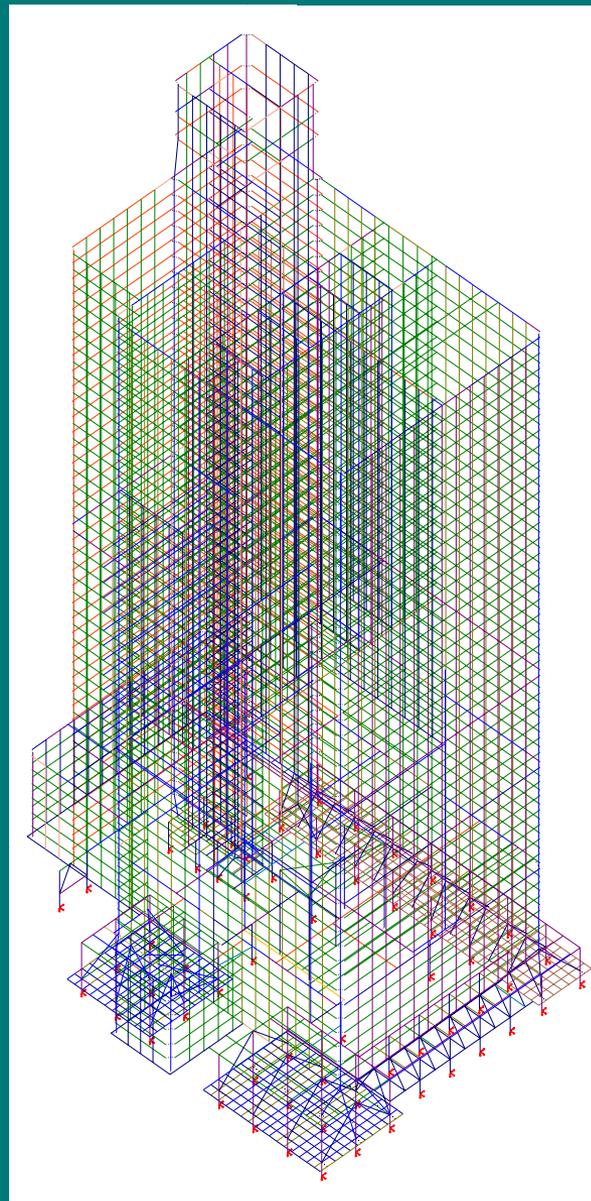
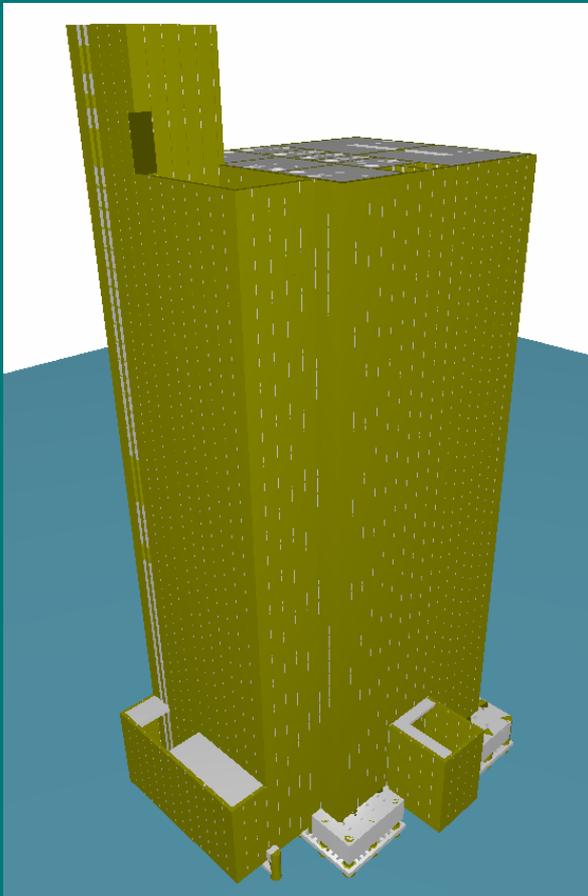
Quando já está disponível o projeto de fundações, deve-se, como aprimoramento do modelo, incluir a rigidez real das fundações, adotando coeficientes de mola correspondentes às rigidezes dos blocos de estacas como apoios elásticos.

A consideração de coeficientes de mola nas restrições de apoio do modelo, calculados com base nas fundações projetadas, reproduz com mais realismo a rigidez das fundações, que é bem menor do que o engastamento perfeito normalmente adotado em projetos. Com a consideração de molas o funcionamento do modelo espacial da estrutura também se aproxima mais da realidade.

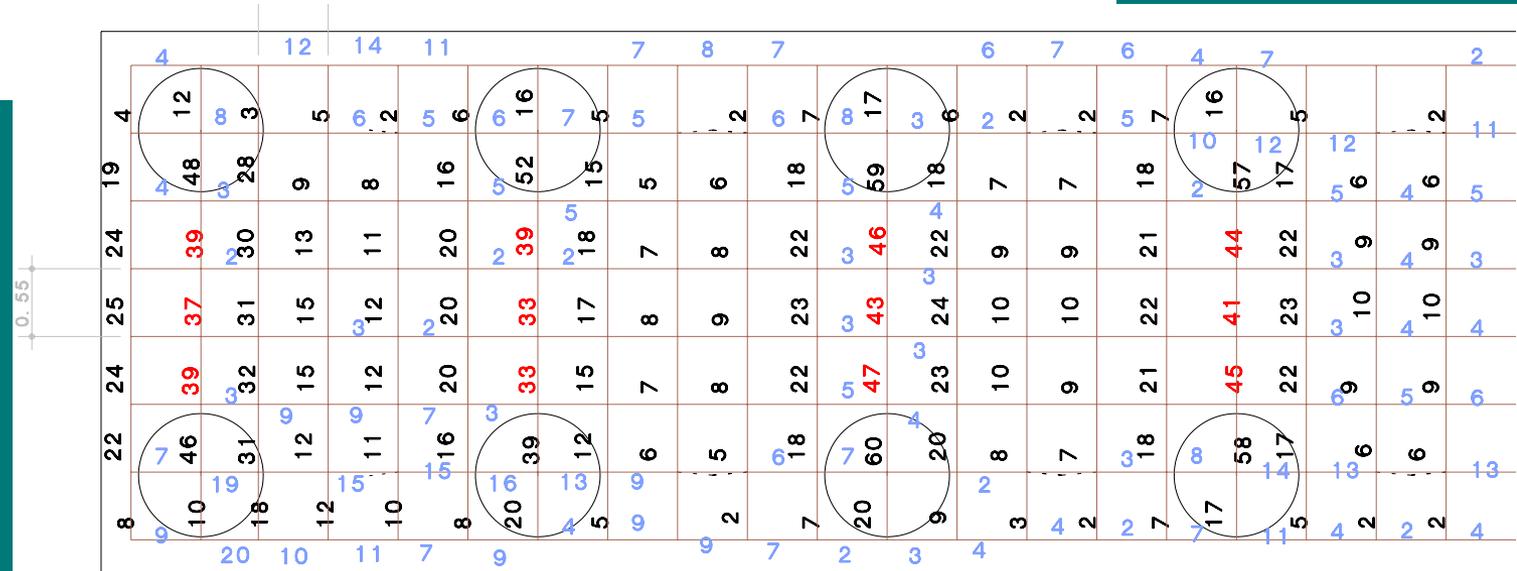
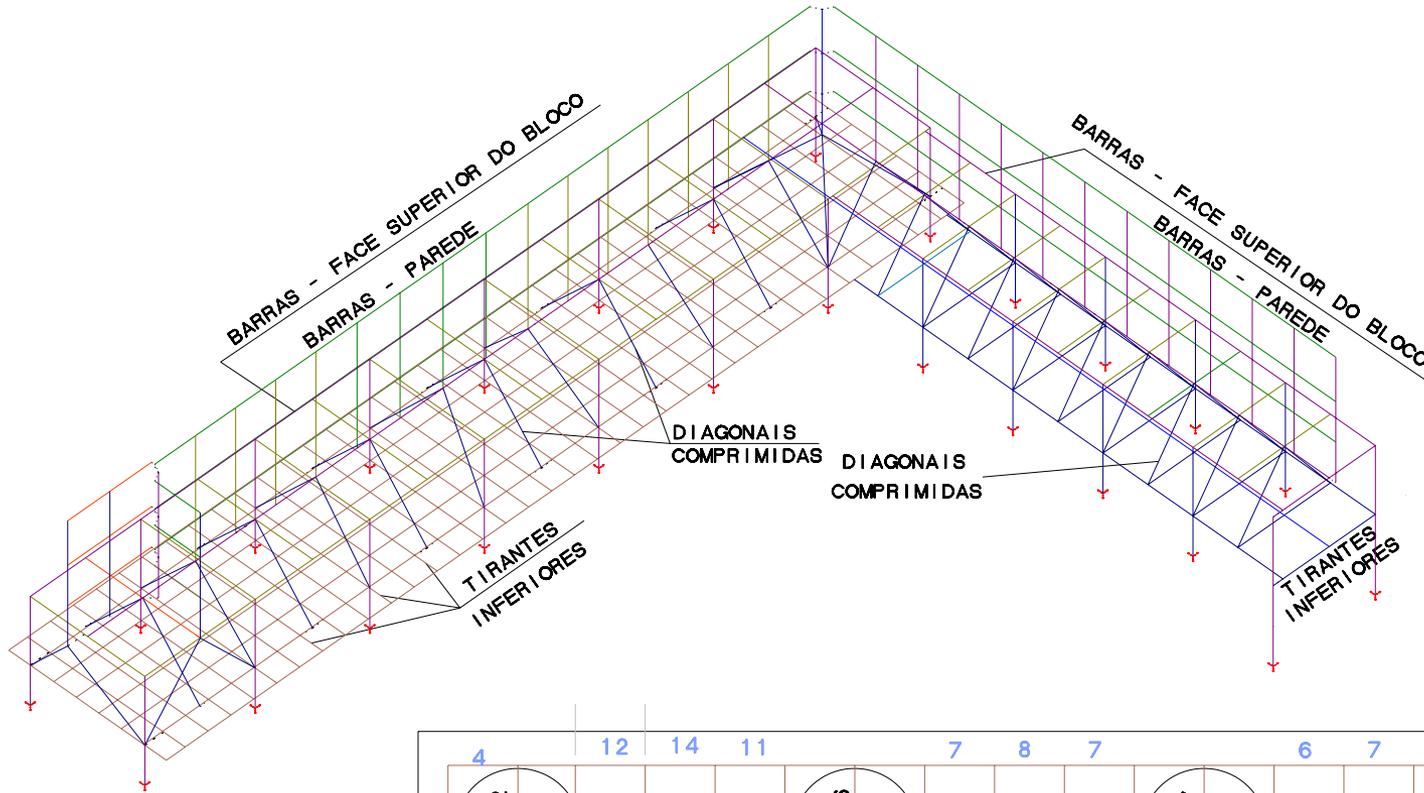


ANÁLISE ESTRUTURAL





ANÁLISE ESTRUTURAL



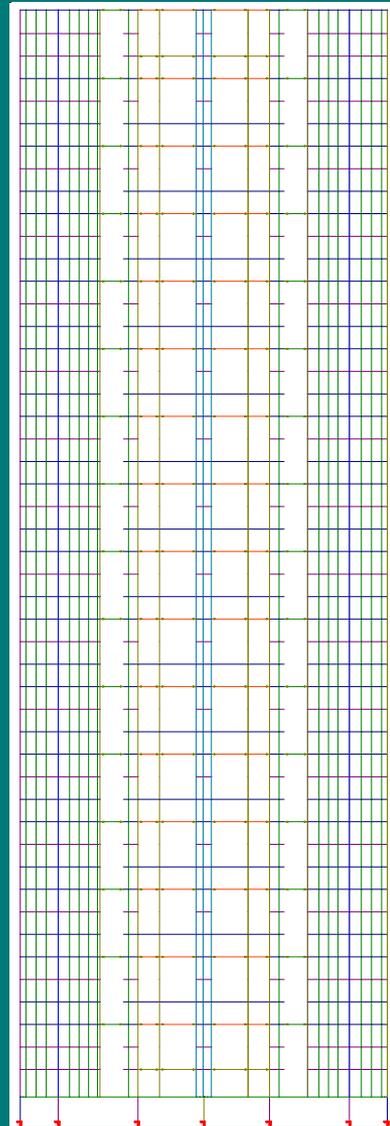
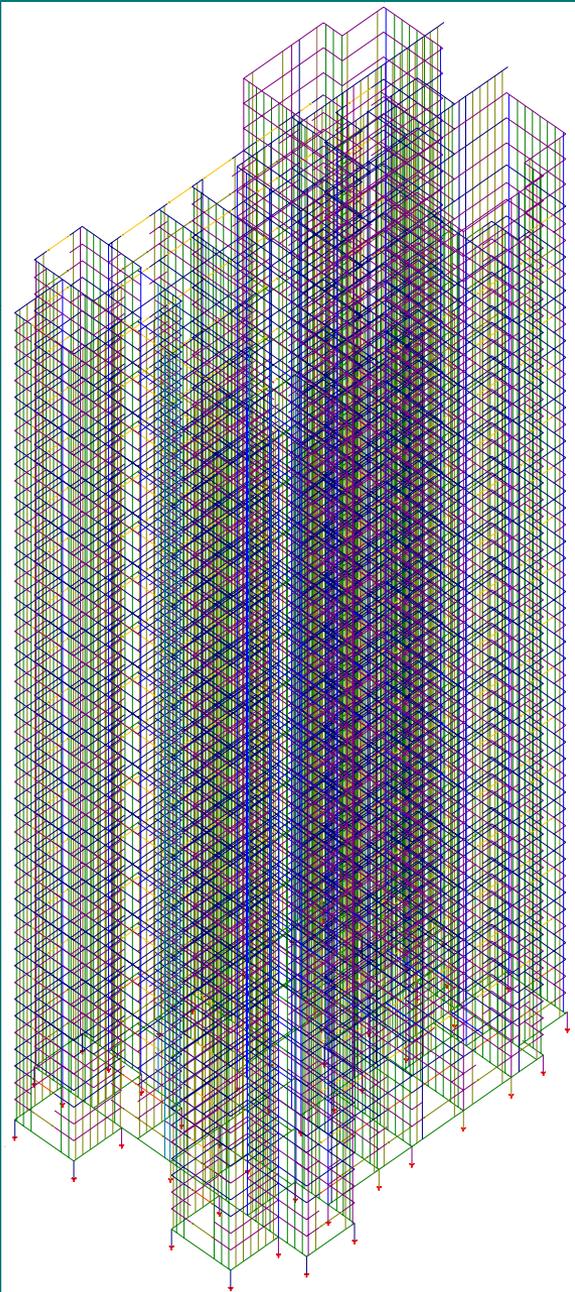
AVALIAÇÃO DAS REAÇÕES NAS FUNDAÇÕES

- Para verificação das fundações devem ser utilizadas as reações máximas e mínimas (forças verticais, forças horizontais e momentos fletores nos dois planos) obtidas com as diversas combinações em ELU, para cada apoio, levando sempre em consideração esforços provenientes dos efeitos de 2ª ordem globais.

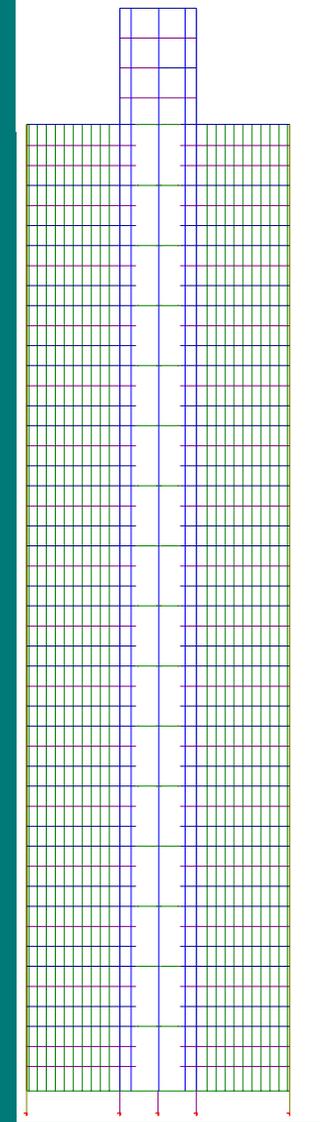
ESTUDO PRELIMINAR - AVALIAÇÃO INICIAL CONSIDERANDO A ESTRUTURA ENGASTADA NAS FUNDAÇÕES

Parâmetros de Estabilidade Global – máximos admissíveis

- Devido às ações horizontais isoladas: $\leq 1,25$
- Devido às ações combinadas devido às cargas verticais e horizontais: $\leq 1,30$



DISCRETIZAÇÃO DA PAR24



DISCRETIZAÇÃO DA PAR19

PROJETO EXECUTIVO - AVALIAÇÃO FINAL CONSIDERANDO A RIGIDEZ EFETIVA DAS FUNDAÇÕES

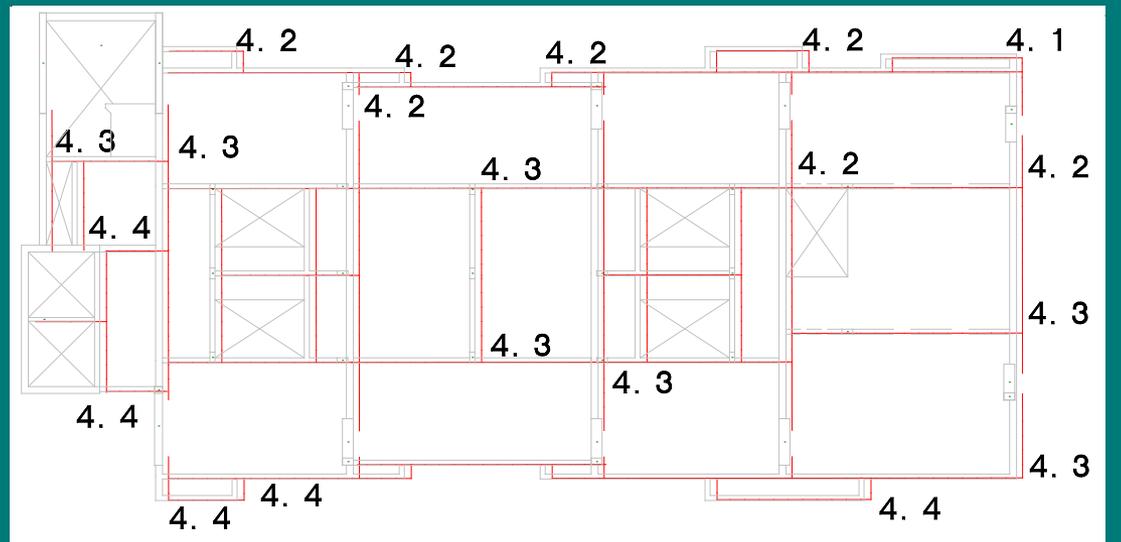
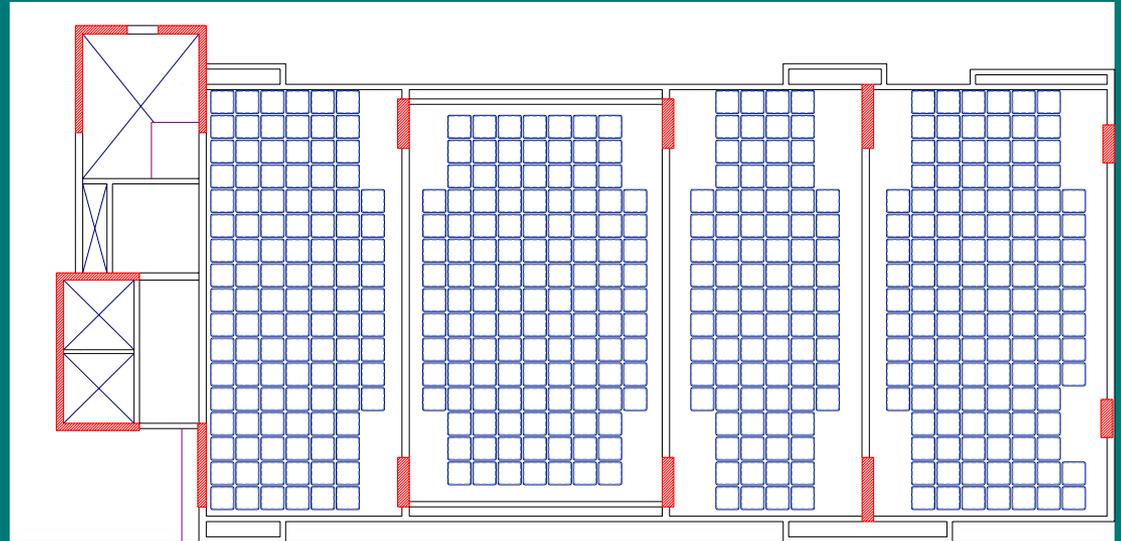
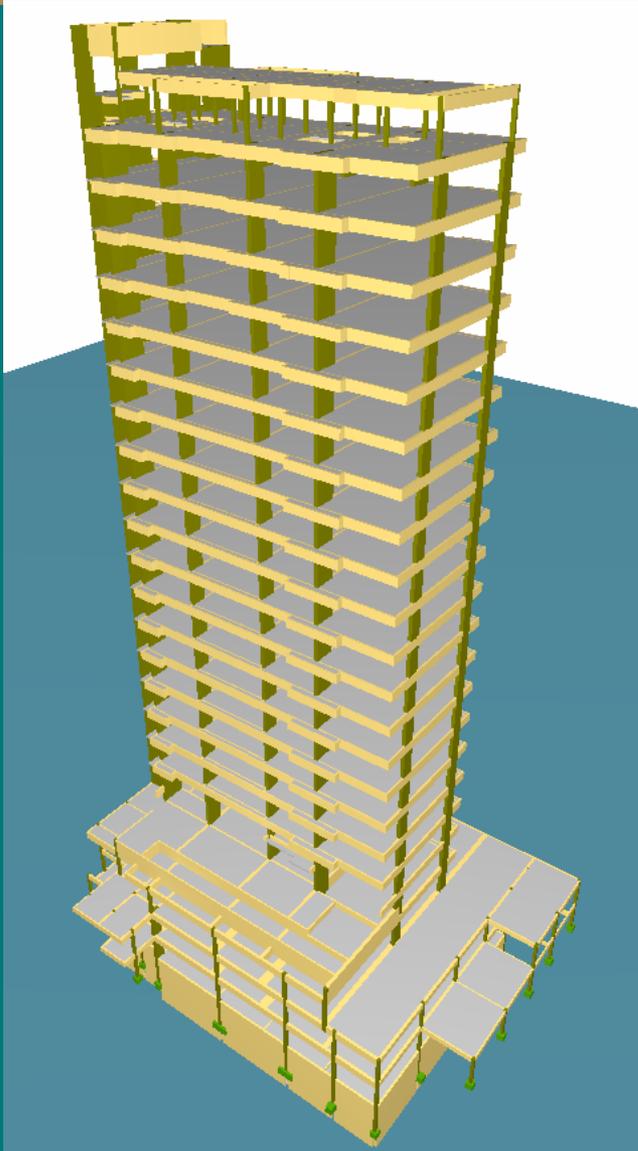
Deslocamentos Máximos Horizontais no Topo do Edifício:

Devido às ações verticais = $H/2000$ (sem carga de vento)

Devido ao vento = $H/510$ para o vento integral ou
 $H/1700$ para as combinações com vento freqüente

$(\psi_1 = 0,3)$

AVALIAÇÃO DA COMPORTAMENTO GLOBAL



PROJETO EXECUTIVO - AVALIAÇÃO FINAL CONSIDERANDO A RIGIDEZ EFETIVA DAS FUNDAÇÕES

Parâmetros de Estabilidade Global – máximos admissíveis

- Devido às ações horizontais isoladas: $\leq 1,25$
- Devido às ações combinadas devido às cargas verticais e horizontais: $\leq 1,30$ (utilizar análises não lineares geométricas)
Aceitável mas não é aconselhável

Temos que ter cuidado com grandes rotações (torção em Z)
utilizar análises não lineares geométricas em edifícios com formato em planta sem simetria

EXEMPLO COMPARATIVO DE MODELOS:

1- MODELO MAIS FLEXÍVEL DE UMA ESTRUTURA

Ligação localizada viga/pilar	Rigidez real das fundações	Lajes discretizadas no pórtico	γ_z	Deslocamentos no topo do edifício para o carregamento freqüente com E_{ci} (cm)
N	N	N	1.232	5.20 - H/2109
S	N	N	1.354	8.84 - H/1241
S	S	N	1.572	11.61 - H/945
S	S	S	1.386	6.91 - H/1588

EXEMPLO COMPARATIVO DE MODELOS:

2- MODELO DA MESMA ESTRUTURA MAIS RÍGIDA

Ligação localizada viga/pilar	Rigidez real das fundações	Lajes discretizadas no pórtico	γ_z	Deslocamentos no topo do edifício para o carregamento freqüente com E_{ci} (cm)
N	N	N	1.142	2.85 - H/3854
S	N	N	1.179	3.54 - H/3095
S	S	N	1.290	5.21 - H/2104
S	S	S	1.232	3.95 - H/2779

COMPORTAMENTO GLOBAL DINÂMICO

CONSIDERANDO A RIGIDEZ EFETIVA DAS FUNDAÇÕES

O nível de deslocabilidade apresentado pela estrutura no aspecto dinâmico da estrutura deve ser analisado, visando principalmente o conforto dos usuários.

Nas estruturas onde os deslocamentos horizontais devidos à ação de vento freqüente, em serviço, se apresentar valores maiores que $H/2000$, devem ser avaliadas as acelerações dinâmicas horizontais da estrutura, limitando-as a valores inferiores a 0,95 % g.

item 9.5 da NBR6123:1988:

Cálculo de acelerações máximas para verificação do conforto

No caso de edificações destinadas a ocupação humana, as oscilações induzidas pela força flutuantes podem provocar desconforto nos ocupantes. Se denota o deslocamento no nível z devido à resposta flutuante no modo j, a amplitude máxima da aceleração neste nível pode ser calculada pela expressão:

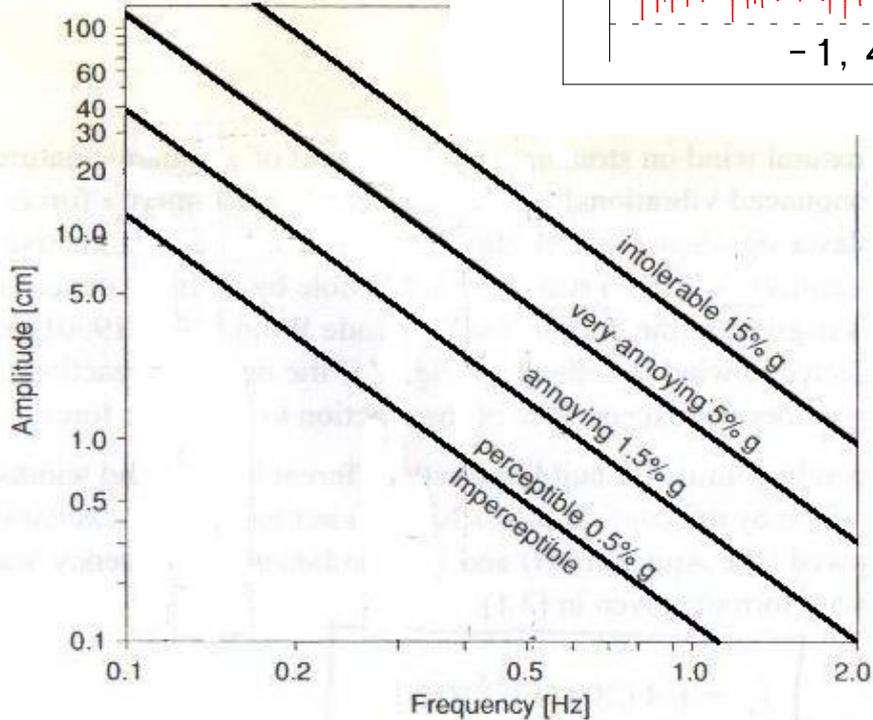
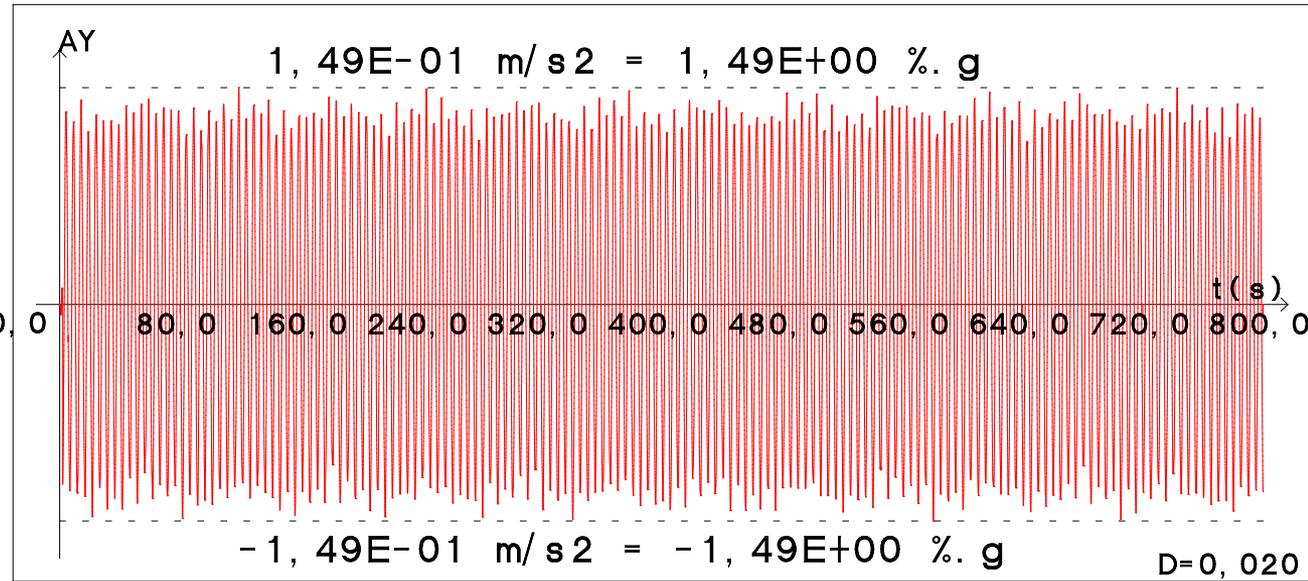
$$a_j = 4\pi^2 f_j^2 u_j^2$$

Como indicação geral, a amplitude máxima não deve exceder 0,1m/s².

A verificação do conforto deve ser efetuada para velocidades do vento com maior probabilidade de ocorrência que a velocidade do projeto estrutural, a ser definido pelo projetista. Considera-se admissível que a amplitude máxima de aceleração seja excedida, em média, uma vez a cada dez anos.

AVALIAÇÃO DA COMPORTAMENTO GLOBAL

NÓ
4258



DEFORMAÇÕES VERTICAIS NOS PAVIMENTOS ⁶⁵

Os limites de deformações admissíveis preconizados pela NBR6118:2007 são:

Tabela 13.2 - Limites para deslocamentos

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento Limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total (a longo prazo)	$L/250$
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas variáveis	$L/350$
Efeitos estruturais em serviço	Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total	$L/250$
	Pavimentos que devem permanecer planos		Total	$L/350+$ contraflecha (2)
Efeitos em elementos estruturais não	Paredes	Alvenaria, Caixilhos e revestimentos	Após a construção da parede	$L/500$ ou 10mm ou $\Theta=0,0017$ rad

(2) Os deslocamentos podem ser parcialmente compensados pela especificação de contraflechas, entretanto, a situação isolada da contraflecha não pode ocasionar um desvio do plano maior que $L/350$

Pode-se adotar como regra geral para a consideração de vão teórico (L) como sendo o dobro da distância entre o ponto de deformação máxima e o apoio indeformável mais próximo.

■ DEFORMAÇÕES VERTICAIS NOS PAVIMENTOS

Para os pavimentos de garagem e térreo e outras regiões sem alvenarias podemos adotarmos como limite:

Deformações totais a longo prazo = $L/250$

Deformações devido às cargas variáveis = $L/350$.

Em pavimentos com alvenarias devemos adotar:

Deformações totais a longo prazo:

$L/350 + \text{contraflecha}$

Deformações diferidas após a introdução das alvenarias:

$L/500$ ou 10mm ou $\theta = 0,0017 \text{ rad}$

INÉRCIAS CONTEMPLANDO A FISSURAÇÃO

- As considerações de inércia à torção já contemplam a fissuração.
- Ao longo dos seis primeiros anos da vida útil da estrutura, devido à fluência, as deformações devem ser amplificadas.
- A fluência está sendo contemplada conforme o item 17.3 da NBR6118, amplificando as deformações a longo prazo aplicando os fatores α_f como amplificadores das flechas imediatas obtidas.

AMPLIFICAÇÃO A LONGO PRAZO - $1 + \alpha_f$

$$\alpha_f = \frac{\Delta \xi}{1 + 50 \rho'}$$

onde:

$$\rho' = \frac{A_s'}{b d}$$

$$\Delta \xi = \xi(t) - \xi(t_0)$$

$$\xi(t) = 0,68 (0,996^t) t^{0,32} \text{ para } t \leq 70 \text{ meses}$$

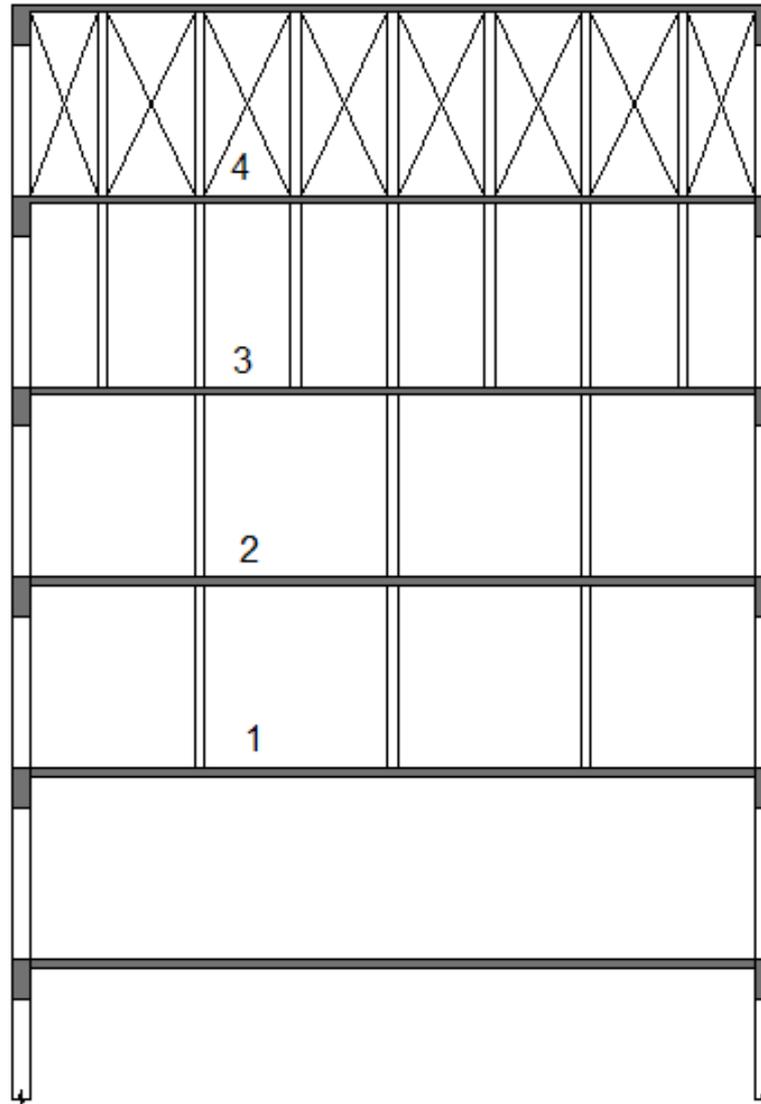
$$\xi(t) = 2 \text{ para } t > 70 \text{ meses}$$

Exemplos de parâmetros de amplificação:

Carregamento	Tempo de recorrência	Fator de amplificação $1+\alpha_f$
Peso próprio	69 meses	Def. imediata * 2.32
Cargas permanentes	67 meses	Def. imediata * 2.0
Sobrecargas variáveis		Def. imediata * 0.4

DETALHE PARA ESCORAMENTO PERMANENTE

5 (PAVIMENTO QUE ESTA SENDO CONCRETADO)



EXEMPLO DE ESPECIFICAÇÃO DE PROJETO:

- O SOLO DEVE SER COMPACTADO PARA RESISTIR PRESSÕES PROVOCADAS PELAS CARGAS DOS PAVIMENTOS TRANSMITIDAS PARA AS ESCORAS
- O ESCORAMENTO DOS PAVTOS, QUE APOIAM SOBRE O SOLO NO NÍVEL DAS FUNDAÇÕES, DEVE SER MANTIDO PARA A CONCRETAGEM E CURA DO 4o PAVTO ACIMA DO SOLO.
- MANTER TODO O CONJUNTO DE ESCORAMENTO PERMANENTE ATÉ NO MÍNIMO 28 DIAS APÓS A CONCRETAGEM
 - * O PAVIMENTO QUE ESTA SENDO CONCRETADO DEVE ESTAR TOTALMENTE ESCORADO
 - * O 1o PAVTO. INFERIOR TAMBÉM DEVE TER 100% DAS ESCORAS
 - * O 2o PAVTO. INFERIOR DEVE TER 50% DAS ESCORAS ORIGINAIS
 - * O 3o PAVTO. INFERIOR DEVE TER 50% DAS ESCORAS ORIGINAIS
- ESPAÇAMENTO MÁXIMO ENTRE ESCORAS FIXAS = 1,57 m
- EVITAR ESCORAR SOBRE LAJES EM BALANÇO

A definição da melhor concepção estrutural poderá ser influenciada conforme os seguintes itens:

- Objetivo comercial do empreendimento;
- Limitações típicas impostas pelo projeto arquitetônico;
- Limitações das características do terreno;
- Prazos de execução;
- As necessidades das demais modalidades de projeto;
- Refinamento do sistema estrutural escolhido para cada pavimento;
- Sistemas de formas e escoramentos disponíveis;
- Construtibilidade (possibilidade e facilidade de execução);
- Tipo e rigidez das fundações;
- Sistemas de contenção e nível do lençol freático;
- Importância das ações horizontais globais;
- Possíveis processos executivos.

MUITO OBRIGADO
A TODOS!

- Classe de agressividade e demais especificações necessárias para garantir a durabilidade desejada;
- Classe do concreto;
- Cobrimentos necessários;
- Alvenarias adotadas e os respectivos carregamentos;
- Acabamentos e revestimentos para pisos, tetos, paredes internas e externas;
- Sobrecargas de utilização;
- Demais carregamentos considerados;
- Esquemas estruturais desejados e possíveis;
- Tipo de Contenções, principalmente quando existirem empuxos que possam ser transmitidos à estrutura do edifício;

- Definição de regiões onde serão adotadas estruturas metálicas, pré-moldadas, concreto simples ou alvenarias autoportantes complementares à estrutura principal em concreto;
- Dimensões típicas desejadas para vigas, pilares e lajes;
- Nome do projeto;
- Documentos de referência inicial (Ante-Projeto de Arquitetura) indicando o conjunto de folhas e a revisão utilizada.

Para atender a essas exigências de norma, o projeto estrutural deverá prever:

- Escolha correta do tipo de ambiente;
- Intenção de vida útil da estrutura projetada;
- Escolha da classe de resistência do concreto;
- Especificação dos cobrimentos das peças estruturais;
- Especificação da relação água/cimento do concreto
- Especificação do módulo de elasticidade do concreto

Tabela 2 - Classes de agressividade ambiental em função das condições de exposição

Macro-clima	Micro-clima			
	Ambientes internos		Ambientes externos e obras em geral	
	Seco ¹⁾ UR ≤ 65%	Umido ou ciclos ²⁾ de molhagem e secagem	Seco ³⁾ UR ≤ 65%	Umido ou ciclos ⁴⁾ de molhagem e secagem
Rural	I	I	I	II
Urbana	I	II	I	II
Marinha	II	III	-----	III
Industrial	II	III	II	III
Especial ⁵⁾	II	III ou IV	III	III ou IV
Respingos de maré	-----	-----	-----	IV
Submersa ≥ 3m	-----	-----	-----	I
Solo	-----	-----	não agressivo I	úmido e agressivo II, III ou IV

¹⁾ Salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura.

²⁾ Vestiários, banheiros, cozinhas, lavanderias industriais e garagens.

³⁾ Obras em regiões de clima seco, e partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos.

⁴⁾ Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

⁵⁾ Macro clima especial significa ambiente com agressividade bem conhecida, que permite definir a classe de agressividade III ou IV nos ambientes úmidos. Se o ambiente for seco, deve ser considerada classe de agressividade II nos ambientes internos e classe de agressividade III nos externos.

O projetista estrutural deve respeitar as dimensões mínimas para os diversos elementos estruturais, prescritas na ABNT-NBR 6118:2007. Deve ainda, sensibilizar os projetistas de outras modalidades para essa necessidade, já que muitas vezes não foram consideradas em outros projetos.

A boa definição das seções de projeto é fundamental para que as peças atendam aos cobrimentos mínimos adequados aos vários graus de agressividade ambiental, com uma boa disposição das armaduras, fatores necessários para uma execução adequada da estrutura, o que é indispensável para a sua durabilidade.

As principais peças devem ser dimensionadas para que a geometria da estrutura fique definida já na fase de concepção estrutural e apresentadas no Estudo Preliminar.