



Universidade Federal do Rio de Janeiro
Escola Politécnica
Programa de Projeto de Estruturas

Caio Cesar Pereira de Aguiar

DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS ESPECIAIS DE CONCRETO
ARMADO PELO MÉTODO DE BIELAS E TIRANTES



UFRJ

Caio Cesar Pereira de Aguiar

DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS ESPECIAIS DE CONCRETO ARMADO
PELO MÉTODO DE BIELAS E TIRANTES

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Projeto de Estruturas

Orientador:

Sergio Hampshire de Carvalho Santos

Rio de Janeiro

2018

Aguiar, Caio Cesar Pereira

Dimensionamento de Estruturas Especiais de Concreto Armado pelo Método de Bielas e Tirantes / Caio Cesar Pereira de Aguiar – 2018.

128.: 30 cm.

Dissertação (Mestrado em Projeto de Estruturas) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Programa de Projeto de Estruturas, Rio de Janeiro, 2018.

Orientador: Sergio Hampshire de Carvalho Santos

1. Bielas e Tirantes, 2. Concreto Armado, 3. TQS. I. Santos, Sergio Hampshire de Carvalho. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Escola Politécnica. III. Título.



UFRJ

DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS ESPECIAIS DE CONCRETO ARMADO
PELO MÉTODO DE BIELAS E TIRANTES

Caio Cesar Pereira de Aguiar

Orientador:

Sergio Hampshire de Carvalho Santos

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Projeto de Estruturas.

Aprovada pela Banca:

Prof. Sergio Hampshire de Carvalho Santos, D.Sc., UFRJ

Prof. Henrique Innecco Longo, D.Sc., UFRJ

Prof. Emil de Souza Sánchez Filho, D.Sc., UFF

Rio de Janeiro
2018

AGRADECIMENTOS

A todos os professores do Programa de Projeto de Estruturas, que contribuíram para minha formação como Mestre em Projeto de Estruturas, em especial ao Professor e Orientador Sergio Hampshire de Carvalho Santos pela transmissão de conhecimentos em estruturas de concreto e pela calma e boa vontade nos momentos de se tirar dúvidas.

A TQS Informática Ltda. por disponibilizar uma licença profissional para a elaboração desta Dissertação e ao pessoal do suporte da TQS que sempre me atenderam de maneira rápida e clara nos momentos em que foram solicitados.

Aos amigos adquiridos ao longo do Mestrado, pela troca de conhecimentos e pelo grande incentivo.

Aos antigos amigos de trabalho, pelo incentivo na busca do aprimoramento profissional, em especial ao Dr. Leonardo de Souza Bastos que acreditou no meu potencial e me incentivou a fazer um Mestrado em Estruturas e ao Eng. Rodrigo Guerra pela ajuda com a parte gráfica do TQS.

À minha família, pelo suporte.

A Deus, por ter tido a oportunidade de conhecer todas essas pessoas.

RESUMO

AGUIAR, Caio Cesar Pereira. **Dimensionamento de Estruturas Especiais de Concreto Armado pelo Método de Bielas e Tirantes**. Rio de Janeiro. 2018. Dissertação (Mestrado) – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2018.

Este trabalho apresenta um estudo sobre a aplicação do método de bielas e tirantes ao dimensionamento de estruturas especiais de concreto armado, como lajes e vigas com aberturas, vigas e pilares com seção variável, situações de aplicação de carga direta e indireta, vigas parede, consolos curtos, blocos sobre estacas e sapatas. Na Norma Brasileira de Projeto de Estruturas de Concreto, ABNT NBR 6118 (2014), é definido o método de bielas e tirantes como uma forma de solucionar as regiões de descontinuidade, com a exemplificação de algumas situações para sua aplicação. Neste trabalho aplica-se o método de bielas e tirantes a partir do modelo tridimensional de um edifício desenvolvido no “software” CAD/TQS. São analisados os resultados desse aplicativo comparando-os com resoluções manuais, a fim de se avaliar de que forma essas regiões de descontinuidade são tratadas no aplicativo.

Palavras-chave: bielas e tirantes; concreto armado; TQS.

ABSTRACT

AGUIAR, Caio Cesar Pereira. **Design of Special Structures of Reinforced Concrete by Strut-and-Tie Models**. Rio de Janeiro. 2018. Dissertação (Mestrado) – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2018.

This thesis presents a study on the application of strut-and-tie models in the design of special structures of reinforced concrete, such as slabs and beams with openings, beams and columns with variable sections, direct and indirect load application situations, deep beams, corbels, pile caps and spread footings. In the Brazilian Standard for the Design of Concrete Structures, ABNT NBR 6118 (2014), the strut-and-tie models are defined as a way to solve discontinuity regions, with the exemplification of some situations for their application. In this thesis the strut-and-tie models are applied from the three-dimensional model of a building developed in CAD/TQS software. The results of this application are analyzed by comparing them with manual resolutions, in order to evaluate how these discontinuity regions are handled in the software.

Key-words: struts and ties, reinforced concrete, TQS.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Objetivo	1
1.2. Apresentação do trabalho	2
2. BIELAS E TIRANTES	3
2.1. Histórico do método	3
2.2. Regiões “B” e “D”	6
2.3. Otimização dos modelos	8
2.4. Metodologia de cálculo	9
2.5. Parâmetros de cálculo.....	9
2.6. Ancoragem	10
3. MODELOS ANALISADOS.....	14
3.1. Vigas bi-apoiadas, em balanço e contínuas.....	14
3.2. Vigas com abertura.....	20
3.3. Vigas com variação de seção.....	22
3.4. Vigas com apoio direto e indireto	23
3.5. Vigas-parede.....	28
3.6. Consolos curtos	30
3.7. Transição de pilares.....	37
3.8. Aberturas em lajes	38
3.9. Blocos sobre estacas	40
3.10. Sapatas Rígidas.....	48
4. ANÁLISE DOS ELEMENTOS ESPECIAIS DA EDIFICAÇÃO COM AUXÍLIO DO CAD/TQS	52
4.1. O “software” CAD/TQS.....	52
4.2. Modelo do edifício	52
4.3. Viga V5 do primeiro pavimento com abertura.....	57
4.4. Viga V2 do primeiro pavimento com variação de seção.....	58
4.5. Viga V7 da cobertura com força concentrada próxima ao apoio	60
4.6. Cruzamento da viga V6 com as vigas V1, V2 e V3 da cobertura.....	61
4.7. Vigas parede da caixa d’água.....	62
4.8. Consolo curto apoiando a fachada.....	63
4.9. Variação de seção no pilar P8	64

4.10. Abertura em lajes.....	66
4.11. Blocos sobre estacas.....	70
4.12. Sapatas rígidas.....	77
5. MODELOS ADOTADOS NA VERIFICAÇÃO MANUAL.....	79
5.1. Viga exemplo.....	79
5.2. Viga com abertura próxima ao apoio.....	82
5.3. Viga com variação de altura no meio do vão.....	84
5.4. Viga com força concentrada próxima ao apoio.....	85
5.5. Vigas com carga indireta.....	86
5.6. Vigas-parede bi-apoiadas com carga indireta.....	88
5.7. Consolo curto.....	90
5.8. Pilar com variação de seção entre pavimentos.....	92
5.9. Lajes com abertura.....	93
5.10. Blocos sobre estacas.....	96
5.11. Sapata rígida.....	102
6. CONCLUSÕES.....	104
6.1. Conclusão final.....	108
6.2. Sugestões para trabalhos futuros.....	108
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	109
ANEXOS.....	112

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1 – Ilustração da analogia da treliça clássica.	3
Figura 2-2 – Campo de tensões de compressão e tração e modelo equivalente de bielas e tirantes para uma viga bi-apoiada com força centrada.	4
Figura 2-3 – Exemplo de modelo de bielas e tirantes seguindo a trajetória das forças em uma viga-parede.	5
Figura 2-4 – Direção das tensões de compressão num bloco sobre duas estacas no ANSYS, DELABIERA (2006).	5
Figura 2-5 – Pórtico com alguns exemplos de regiões “B” e “D”, adaptado de SCHLAICH <i>et al.</i> (1987).	7
Figura 2-6 – Ilustração da uniformização das tensões de acordo com o Princípio de Saint-Venant, adaptado de HIBBELER (2011).	7
Figura 2-7 – Exemplo de “bom” modelo comparado com o “mau” modelo, adaptado de SCHLAICH <i>et al.</i> (1987).	8
Figura 2-8 – Exemplos de nós CCC, CTT e CCT.	10
Figura 2-9 – Detalhe das zonas de boa e má aderência (áreas hachuradas).	12
Figura 3-1 – Modelo de bielas e tirantes para uma viga biapoiada.	14
Figura 3-2 – Detalhe esquemático do equilíbrio das forças internas na seção mais solicitada à flexão simples.	14
Figura 3-3 – Modelo de bielas e tirantes para a viga engastada.	15
Figura 3-4 – Modelo de bielas e tirantes para uma viga contínua.	16
Figura 3-5 – Detalhe geométrico da biela inclinada para calcular a resistência da biela.	17
Figura 3-6 – Diagrama de forças de compressão e tração numa viga bi apoiada.	18
Figura 3-7 – Detalhe de uma seção inclinada de θ na treliça contínua.	18
Figura 3-8 – Detalhe de uma seção genérica na vertical num modelo de bielas e tirantes de uma viga, para o calculo do equilíbrio na seção.	19
Figura 3-9 – Detalhe da vista lateral e superior dos critérios de furos em vigas.	21
Figura 3-10 – Modelo de bielas e tirantes de viga com aberturas.	21
Figura 3-11 – Modelo de bielas e tirantes de viga com variação mais brusca de seção.	22
Figura 3-12 – Modelo de bielas e tirantes para variação menos brusca de seção.	22
Figura 3-13 – Detalhe das duas possíveis soluções de modelos de bielas e tirantes para dentes Gerber.	23

Figura 3-14 – Recomendações de detalhamento para dentes Gerber, adaptado da NBR 9062 (2017).	23
Figura 3-15 – Tração no tirante vertical mais próximo ao apoio.	24
Figura 3-16 – Detalhe da redução da força cortante para carga distribuída.	24
Figura 3-17 – Variação do modelo de bielas e tirantes de acordo com a distância da força concentrada próxima ao apoio.....	25
Figura 3-18 – Ilustração do modelo refinado e do detalhamento para força concentrada elevada próxima ao apoio.	25
Figura 3-19 – Detalhe esquemático de situações de apoio indireto.	26
Figura 3-20 – Modelo de bielas e tirantes na região de cruzamento de vigas.	27
Figura 3-21 – Detalhe em planta da distribuição dos estribos de suspensão em “X” (a esquerda) e em “T” (a direita).	27
Figura 3-22 – Modelo de bielas e tirantes de viga parede bi-apoiada.	29
Figura 3-23 – Detalhe geométrico da força no tirante da viga parede.	29
Figura 3-24 – Detalhe da distribuição das armaduras na viga parede.	30
Figura 3-25 – Detalhe do modelo de bielas e tirantes de consolo curto.....	32
Figura 3-26 – Detalhe dos nós da treliça do consolo curto.	33
Figura 3-27 – Modelo de bielas e tirantes de consolo curto.....	34
Figura 3-28 – Detalhes geométricos de forma e armação típicos.....	36
Figura 3-29 – Detalhe do modelo de bielas e tirantes de pilar com força excêntrica.....	37
Figura 3-30 – Detalhe dos critérios para dispensa de verificação em aberturas em lajes armadas em duas direções.	38
Figura 3-31 – Detalhamento de aberturas e bordos livres em lajes armadas em duas direções, adaptado da NBR 6118 (2014).....	39
Figura 3-32 – Modelo de bielas e tirantes para abertura em lajes armadas em uma direção e mesas.....	39
Figura 3-33 – Detalhamento das armaduras em aberturas em lajes armadas numa direção.	40
Figura 3-34 – Modelo de bielas e tirantes de BLÉVOT e FRÉMY (1967).	41
Figura 3-35 – Detalhe da região comprimida proposta por FUSCO (1995).	42
Figura 3-36 – Modelo de bielas e tirantes proposto por FUSCO (1995).	42
Figura 3-37 – Vista frontal do modelo de bielas e tirantes para blocos sobre estacas. ...	43
Figura 3-38 – Vista superior dos modelos de bielas e tirantes para blocos sobre estacas.	43

Figura 3-39 – Equilíbrio das forças no bloco sobre estacas.	44
Figura 3-40 – Detalhe esquemático do comportamento das tensões de compressão na base do pilar.....	45
Figura 3-41 – Modelo tridimensional de bielas e tirantes para blocos sobre estacas.....	46
Figura 3-42 – Definição da geometria para a consideração de momentos no bloco.	47
Figura 3-43 – Exemplo de modelo de bielas e tirantes para bloco com estaca tracionada.	48
Figura 3-44 – Detalhes geométricos de forma e armação típicos de blocos sobre estacas.	48
Figura 3-45 – Modelos de bielas e tirantes para sapatas rígidas.	49
Figura 3-46 – Detalhes geométricos de forma e armação típicos para sapatas rígidas. .	51
Figura 4-1 – Vista 3D da edificação.....	53
Figura 4-2 – Solução 1, de fundação em blocos sobre estacas.....	53
Figura 4-3 – Solução 2, de fundação em sapatas.....	54
Figura 4-4 – Planta do 1º pavimento.	54
Figura 4-5 – Planta da cobertura.....	55
Figura 4-6 – Planta da caixa d’água.	55
Figura 4-7 – Corte A.....	56
Figura 4-8 – Corte B.....	56
Figura 4-9 – Ilustração do procedimento considerado na aplicação da Viga Vierendeel.	57
Figura 4-10 – Diagrama de solicitações da viga V5.....	57
Figura 4-11 – Detalhamento das armaduras no furo gerado pelo CAD/Vigas.....	58
Figura 4-12 – 1ª análise – seção no meio do vão com seção 20x40.....	59
Figura 4-13 – 2ª análise – seção no meio do vão com seção 20x60.....	59
A Figura 4-14 mostra os carregamentos e as forças cortantes na viga e a Figura 4-15 apresenta os detalhes da armação junto ao apoio.	60
Figura 4-16 – Carregamentos e força cortante na viga V7.....	60
Figura 4-17 – Armação junto ao apoio com força direta.....	60
Figura 4-18 – Cargas na V1.....	61
Figura 4-19 – Relatório do cálculo da força cortante do vão 3 da viga V1.....	61
Figura 4-20 – Cargas na V2.....	61
Figura 4-21 – Relatório do cálculo da força cortante do vão 3 da viga V2.....	61
Figura 4-22 – Cargas na viga V3.....	62

Figura 4-23 – Relatório do cálculo da força cortante do vão 3 da viga V3.....	62
Figura 4-24 – Detalhe da distribuição dos estribos de suspensão.	62
Figura 4-25 – Visualização do diagrama de momentos da viga-parede PAR 4.....	63
Figura 4-26 – Detalhamento da viga-parede PAR.4.....	63
Figura 4-27 – Momento fletor no consolo 2.....	64
Figura 4-28 – Detalhe das armaduras no consolo C2.....	64
Figura 4-29 – Solicitações características no pilar P8 para a combinação usual.	65
Figura 4-30 – Relatório do dimensionamento do pilar P8.	65
Figura 4-31 – Detalhamento da armação do pilar P8.	66
Figura 4-32 – Arranjo das armaduras positivas na laje L2 da cobertura.	67
Figura 4-33 – Arranjo das armaduras negativas na laje L2 da cobertura.....	67
Figura 4-34 – Arranjo das armaduras positivas na laje L2 do 1º pavimento.....	68
Figura 4-35 – Arranjo das armaduras negativas na laje L2 do 1º pavimento.....	68
Figura 4-36 – Isovalores de momentos ao longo do eixo “X” do 1º pavimento.	69
Figura 4-37 – Isovalores de momentos ao longo do eixo “Y” do 1º pavimento.	69
Figura 4-38 – Isovalores dos deslocamentos do 1º pavimento.....	70
Figura 4-39 – Relatório do dimensionamento do bloco B5 pelo método de BLÉVOT e FRÉMY (1967).....	71
Figura 4-40 – Relatório do dimensionamento do bloco B6 pelo método de BLÉVOT e FRÉMY (1967).....	72
Figura 4-41 – Método A para o cálculo de blocos sobre estacas.	72
Figura 4-42 – Método B para o cálculo de blocos sobre estacas.....	73
Figura 4-43 – Relatório do dimensionamento do bloco B5 pelo método de FUSCO (1995).	73
Figura 4-44 – Relatório do dimensionamento do bloco B6 pelo método de FUSCO (1995).	74
Figura 4-45 – Detalhe da armação do bloco B5.	75
Figura 4-46 – Detalhe da armação do bloco B6.	76
Figura 4-47 – Relatório do dimensionamento da Sapata S6 – parte 1.	77
Figura 4-48 – Relatório do dimensionamento da Sapata S6 – Parte 2.	78
Figura 4-49 – Detalhamento da Sapata S6.	78
Figura 5-1 – Detalhe das condições de contorno, diagrama da força cortante e diagrama de momento fletor da viga do exemplo numérico.	79
Figura 5-2 – Detalhe do modelo de bielas e tirantes da viga.....	80

Figura 5-3 – Diagrama de momentos fletores corrigido em linha cheia e de tração na treliça discreta em linha tracejada.	81
Figura 5-4 – Detalhe das armaduras calculadas pelo Método de Bielas e Tirantes.	82
Figura 5-5 – Modelo de bielas e tirantes da viga com abertura.....	82
Figura 5-6 – Detalhe dos esforços no contorno da abertura.	83
Figura 5-7 – Detalhamento das armaduras no contorno da abertura pela solução de bielas e tirantes proposta.	84
Figura 5-8 – Modelo de bielas e tirantes da viga com variação de altura no meio do vão.	84
Figura 5-9 – Detalhe das forças no contorno da variação de altura.	84
Figura 5-10 – Detalhamento das armaduras no contorno da variação de altura, sendo Z_1 a altura do menor braço de alavanca da treliça.....	85
Figura 5-11 – Modelo de bielas e tirantes para força direta próxima ao apoio com o detalhamento adequado.	86
Figura 5-12 – Detalhamento esquemático do posicionamento das vigas e modelos de bielas e tirantes localizados na região de apoio indireto.	87
Figura 5-13 – Detalhamento das armaduras de suspensão.....	87
Figura 5-14 – Modelo de bielas e tirantes da viga-parede da caixa d'água.....	88
Figura 5-15 – Detalhamento das armaduras das vigas-parede da caixa d'água com o Método de Bielas e Tirantes.	90
Figura 5-16 – Modelo de bielas e tirantes do consolo curto C2.....	90
Figura 5-17 – Detalhamento do consolo curto C2.....	91
Figura 5-18 – Modelo de bielas e tirantes da transição no pilar P8.	92
Figura 5-19 – Detalhamento das armaduras na transição do pilar P8.	93
Figura 5-20 – Detalhe das armaduras na abertura da laje L2 da cobertura.	94
Figura 5-21 – Laje L2 do 1º pavimento.....	94
Figura 5-22 – Modelo vertical de bielas e tirantes da abertura na laje.....	95
Figura 5-23 – Modelo horizontal de bielas e tirantes da abertura na laje.....	96
Figura 5-24 – Detalhe da armação na abertura da laje L2 do 1º pavimento.....	96
Figura 5-25 – Modelo de bielas e tirantes do bloco B5.....	97
Figura 5-26 – Detalhamento das armaduras do bloco B5.	99
Figura 5-27 – Modelo de bielas e tirantes do bloco B6.....	99
Figura 5-28 – Detalhe das armaduras do bloco B6.	102
Figura 5-29 – Modelo de bielas e tirantes da sapata S6.	102

Figura 5-30 – Detalhamento das armaduras da sapata S6.....	103
Figura 0-1 – Ábaco de Falkner, adaptado de LEONHARDT vol.4 (1979).....	113

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2-1 – Coeficientes de aderência.....	11
Tabela 2-2 – Valores de α_1 de acordo com a existência de ganchos.....	13
Tabela 2-3 – Valores de α_{0t} de acordo com a porcentagem de barras emendadas em uma mesma seção.....	13
Tabela 3-1 – Coeficiente de majoração adicional γ_n	31
Tabela 3-2 – Valores recomendados da força horizontal H_d	31
Tabela 3-3 – Forças de tração nos tirantes e tensões limites de compressão nas bielas propostos originalmente por BLÉVOT e FRÉMY (1967).....	41
Tabela 3-4 – Dados do modelo, para um pilar central quadrado.....	44
Tabela 0-1 – Comprimentos de ancoragem e de emenda por traspasse em barras comprimidas de aço CA-50.....	112
Tabela 0-2 – Comprimentos de emendas por traspasse em zonas de boa aderência para barras retas tracionadas de aço CA-50.....	112
Tabela 0-3 – Valores de ρ retirados do ábaco de Falkner.....	113

1. INTRODUÇÃO

Atualmente o projeto de edificações é elaborado quase que completamente com o auxílio de “softwares” de desenho e cálculo, que oferecem organização, agilidade, grande precisão, economia de tempo e diminuem o risco de erro em tarefas repetidas. O projeto estrutural precisa primordialmente se adequar ao projeto arquitetônico e às vezes aos projetos de instalações. Por vezes é necessário inserir aberturas, variar a seção de elementos estruturais ou introduzir outras discontinuidades geométricas ou estáticas, definindo as chamadas regiões especiais. Nessas regiões não é viável a aplicação dos métodos tradicionais de cálculo de análise de seções críticas, o que deu origem à necessidade do desenvolvimento de um novo método, o de Bielas e Tirantes, iniciado com as pesquisas de RITTER (1899) e MÖRSCH (1909), a partir da analogia da treliça clássica em vigas de concreto armado e posteriormente sistematizado por SCHLAICH *et al.* (1987).

O Método de Bielas e Tirantes se baseia na ideia de se generalizar a analogia da treliça clássica para todas as regiões de qualquer estrutura, com base no Teorema do Limite Inferior da Teoria da Plasticidade. Os modelos são idealizados observando-se a trajetória das forças na estrutura. A treliça generalizada precisa ser auto-equilibrada, sendo composta por bielas representando as tensões de compressão, resistidas pelo concreto, tirantes representando as tensões de tração, resistidas pelas armaduras e nós conectando as bielas e os tirantes e recebendo as ações.

A NBR 6118 (2014) recomenda a adoção deste método para dimensionar as regiões com descontinuidade de natureza estática ou geométrica, regiões estas delimitadas pelo Princípio de Saint-Venant. Apesar do método ser reconhecido e citado nas normas é necessário verificar cada caso especial isoladamente quando se utilizar algum programa de projeto automatizado, pois não se pode, a princípio, se ter certeza da sua correta aplicação nos “softwares” profissionais.

1.1. Objetivo

A elaboração deste trabalho foi idealizada com dois objetivos principais.

O primeiro seria o de fornecer um acervo técnico com diversos modelos de bielas e tirantes, apresentados de forma didática e ilustrada, com referências normativas

sempre que possível, para que possa servir de material de consulta para o projeto de elementos estruturais especiais de concreto armado que não possam ser diretamente dimensionados pela análise das solicitações atuantes nas suas seções mais solicitadas.

O segundo objetivo é o de realizar uma análise de um dos mais conceituados e completos aplicativos comerciais de projeto automatizado, o CAD/TQS (2017), quanto à modelagem, análise, dimensionamento e detalhamento das estruturas especiais, verificando as limitações e as considerações realizadas pelo programa. Faz-se uma comparação com resultados obtidos com o cálculo manual com modelos de bielas e tirantes, a partir da análise no CAD/TQS de um modelo de edifício fictício que tem diversos elementos estruturais com regiões de descontinuidade.

1.2. Apresentação do trabalho

No Capítulo 2 é apresentado o Método de Bielas e Tirantes, com um breve histórico definindo-se o que são as regiões “B” e “D” de descontinuidade, a metodologia aplicada e os parâmetros de cálculo considerados no método.

No Capítulo 3 são apresentados os modelos de bielas e tirantes estudados com as referências normativas de projeto respectivas e algumas recomendações quanto à geometria e ao detalhamento das armaduras, aplicadas a vigas com aberturas, com variação de seção e com apoio direto e indireto, vigas-parede, consolos curtos, transições de pilares, abertura em lajes, blocos sobre estacas e sapatas rígidas.

No Capítulo 4 é analisada uma edificação, idealizada com todos os elementos mencionados no Capítulo 3, com o auxílio do programa CAD/TQS.

No Capítulo 5 é realizada a resolução manual dos elementos descritos no Capítulo 4 aplicando o Método de Bielas e Tirantes.

No Capítulo 6 são apresentadas as conclusões deste trabalho.

2. BIELAS E TIRANTES

2.1. Histórico do método

O Método de Bielas e Tirantes teve origem nos primórdios do século XX, com a concepção de RITTER (1899) e MÖRSCH (1909) da analogia da treliça aplicada ao projeto de vigas de concreto armado à flexão simples. Na analogia da treliça supõe-se que a força aplicada na viga percorre um caminho similar ao de uma treliça até chegar aos apoios, como mostrado na Figura 2-1. A treliça clássica apesar dos refinamentos propostos por diversos pesquisadores ao longo dos anos, após mais de um século ainda se mantém como a base para o dimensionamento de vigas de concreto armado.

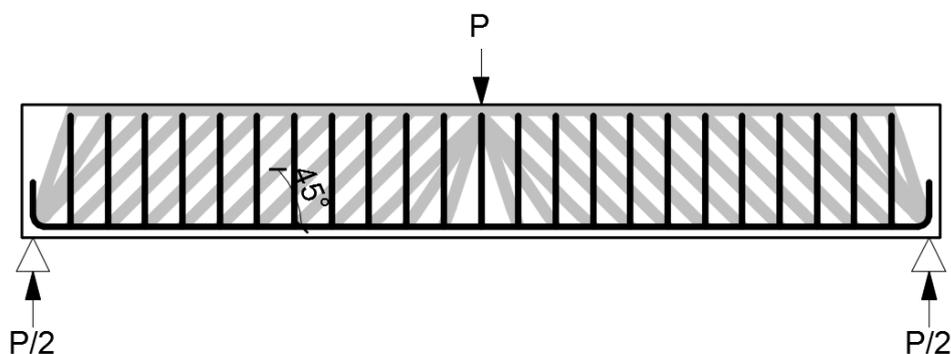


Figura 2-1 – Ilustração da analogia da treliça clássica.

A analogia da treliça clássica só pode representar as regiões de regularidade das estruturas, não sendo aplicável em regiões com descontinuidade estática ou geométrica, como forças pontuais, variações bruscas de seção e aberturas, entre outras. Para cobrir esses casos eram usados no passado procedimentos empíricos.

Como todas as partes da estrutura são igualmente importantes, incluindo-se as regiões de descontinuidade, um conceito de projeto aceitável precisa ser válido e consistente para todas as partes de qualquer estrutura.

Para o dimensionamento de estruturas de concreto armado, SCHLAICH *et al.* (1987) propuseram generalizar a analogia da treliça, na forma de um modelo de bielas e tirantes, para todas as partes de qualquer estrutura. Essa proposta é justificada pelo comportamento efetivo das estruturas de concreto armado em que as forças percorrem campos de tensões de compressão interligados por tensões de tração. O Método de Bielas e Tirantes idealiza esse comportamento, concentrando as tensões em elementos

unidimensionais, as de compressão em bielas e as tensões de tração em tirantes, conectando-os por nós, permitindo uma compreensão mais clara do comportamento das estruturas de concreto, conforme ilustrado na Figura 2-2.

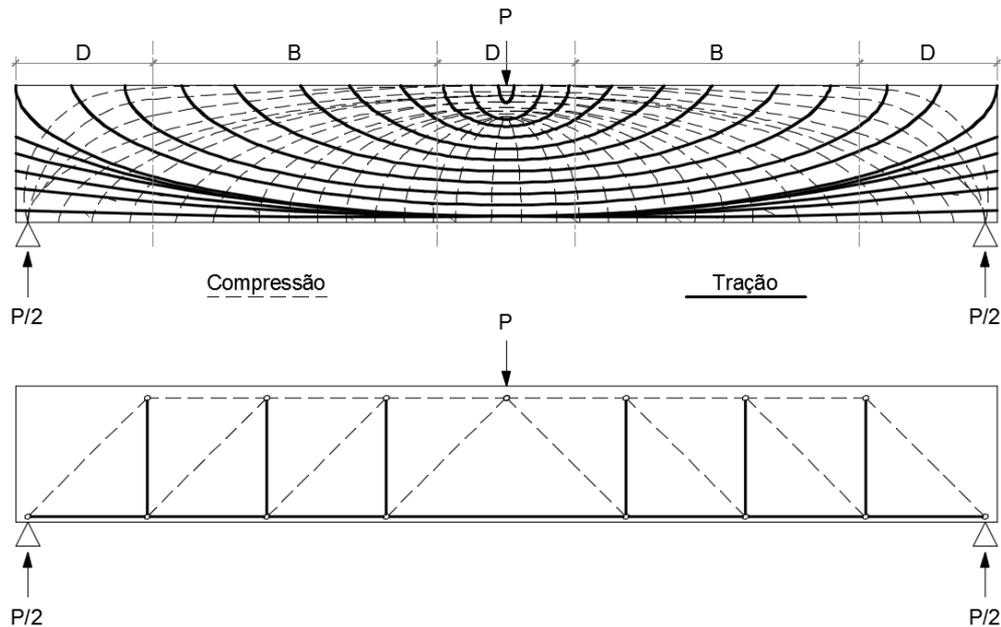


Figura 2-2 – Campo de tensões de compressão e tração e modelo equivalente de bielas e tirantes para uma viga bi-apoiada com força centrada.

O método é baseado no Teorema do Limite Inferior da Teoria da Plasticidade, que postula que “um campo de tensões (forças) que satisfaz às condições de equilíbrio e não viola o critério de escoamento em nenhum ponto, se constitui em uma estimativa do limite inferior da capacidade resistente de elementos estruturais constituídos de materiais elastoplásticos perfeitos”.

Embora o concreto seja um material frágil, as peças devem ter ductilidade suficiente para em uma redistribuição de solicitações na peça não haja possibilidade de uma ruptura precoce do tipo frágil.

Para minimizar os riscos dessas rupturas indesejáveis, os modelos de bielas e tirantes devem ser preferencialmente concebidos segundo o método da trajetória das forças, que consiste em analisar a trajetória dos campos de tensões internas resultantes do equilíbrio entre a força aplicada e as reações de apoio. Deve-se então posicionar as bielas na direção das tensões de compressão e os tirantes conforme a direção das tensões principais de tração, conforme o exemplo da Figura 2-3.

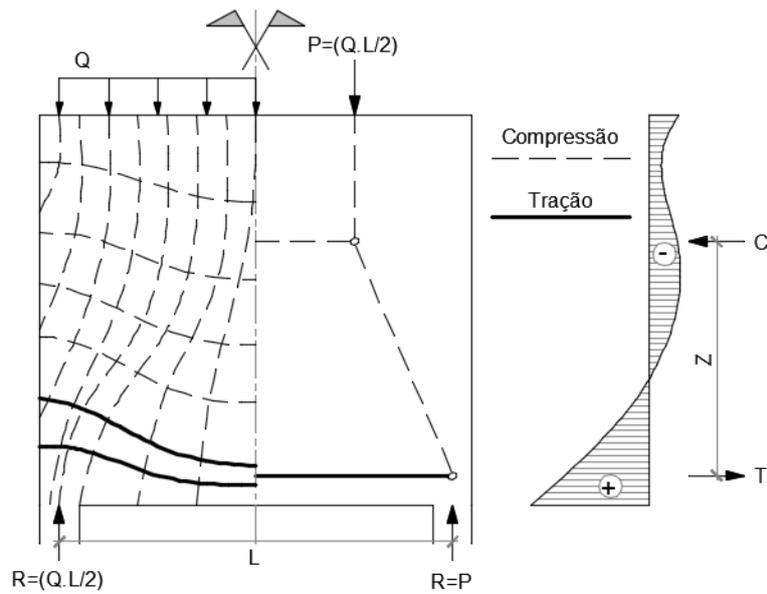


Figura 2-3 – Exemplo de modelo de bielas e tirantes seguindo a trajetória das forças em uma viga-parede.

Atualmente alguns autores desenvolvem modelos de bielas e tirantes visualizando a trajetória das forças com o auxílio de programas de elementos finitos, como mostrado por DELABIERA (2006), Figura 2-4.

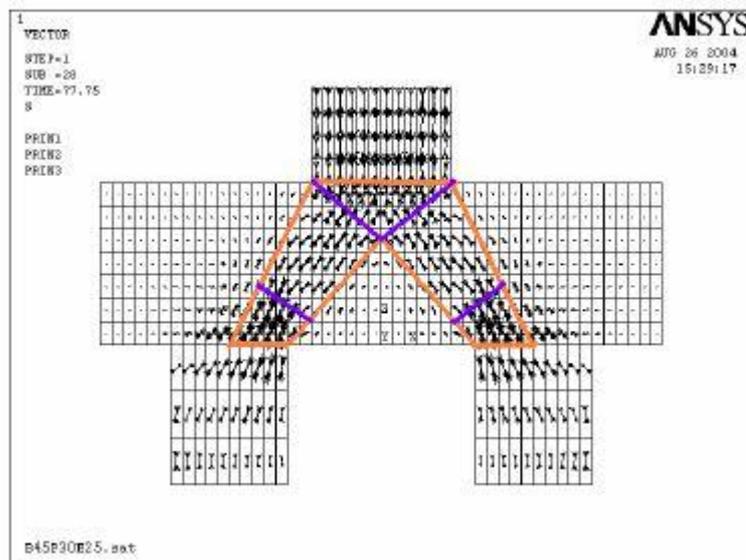


Figura 2-4 – Direção das tensões de compressão num bloco sobre duas estacas no ANSYS, DELABIERA (2006).

2.2. Regiões “B” e “D”

Para identificação das regiões das estruturas em que é necessária a aplicação do Método das Bielas e Tirantes devem ser inicialmente identificadas as regiões de descontinuidade na estrutura, ilustradas no exemplo da Figura 2-5.

Nas regiões “B” (Bernoulli) de continuidade das estruturas é assumida a hipótese de Navier-Bernoulli, que considera que a distribuição de deformações específicas varia linearmente em uma seção transversal da estrutura e que assim esses podem ser dimensionadas pelos métodos tradicionais, analisando-se as solicitações em cada seção.

Nas regiões “D” (Descontinuidade) a distribuição das deformações é não-linear devido às descontinuidades estáticas ou geométricas, como forças concentradas ou variações na seção geométrica, devendo ser então analisadas pelo Método de Bielas e Tirantes.

A NBR 6118 (2014) no seu item 22.2 define que, pela responsabilidade dos elementos especiais situados em regiões “D”, devem-se majorar as solicitações de cálculo por um coeficiente adicional γ_n , conforme a NBR 8186 (2003) item 5.3.3, que define:

$$\gamma_n = \gamma_{n1} \cdot \gamma_{n2} \quad (2.1)$$

onde

$\gamma_{n1} \leq 1,2$ em função da ductilidade em uma eventual ruína;

$\gamma_{n2} \leq 1,2$ em função da gravidade das consequências de uma eventual ruína.

Considerando-se a necessidade de se compatibilizar os critérios de dimensionamento usual no Estado Limite Último com os critérios a serem aplicados no Método de Bielas e Tirantes, neste trabalho será adotado $\gamma_n = 1,00$.

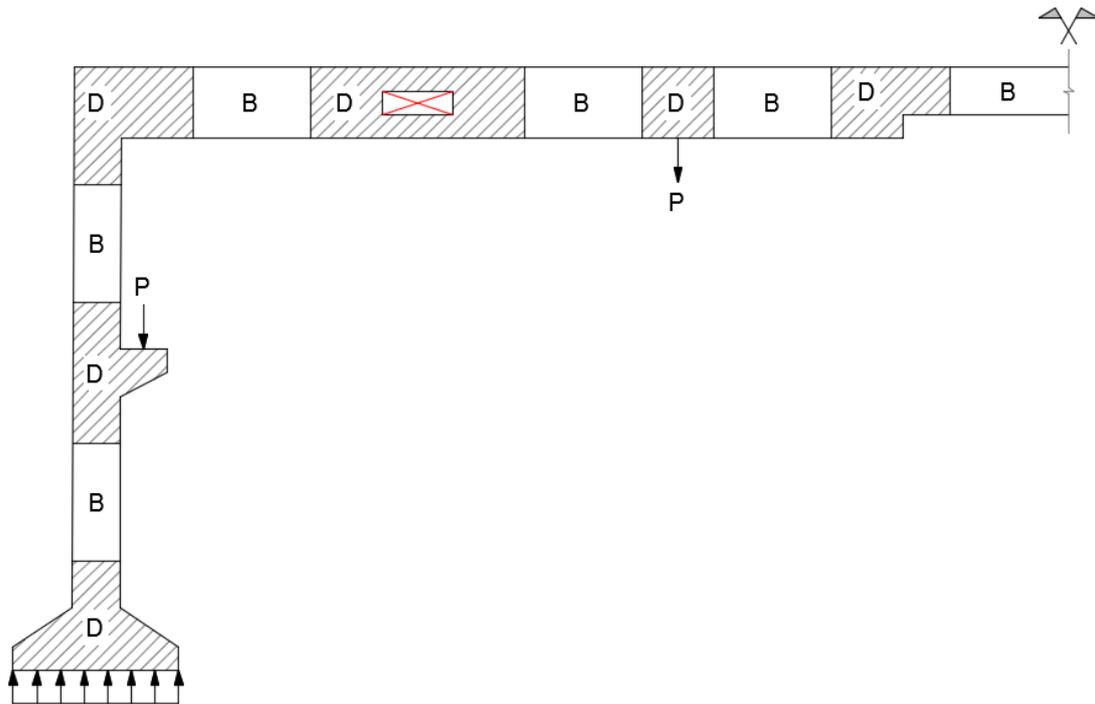


Figura 2-5 – Pórtico com alguns exemplos de regiões “B” e “D”, adaptado de SCHLAICH *et al.* (1987).

As regiões “B” e “D” podem ser separadas aplicando o princípio de Saint-Venant, que postula sobre os efeitos localizados (tensão e deformação específica) provocados por uma força que atua sobre um corpo e se tornam uniformizados ou dissipados em regiões suficientemente distantes da força (fronteira das regiões “B”). Essa distância é assumida como tendo a ordem de grandeza da maior dimensão da seção transversal, como ilustrado na Figura 2-6.

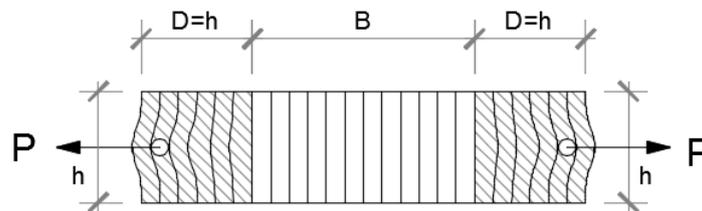


Figura 2-6 – Ilustração da uniformização das tensões de acordo com o Princípio de Saint-Venant, adaptado de HIBBELER (2011).

2.3. Otimização dos modelos

Por vezes um determinado elemento estrutural pode ser analisado por diferentes modelos que atendam igualmente ao equilíbrio, devendo haver um critério para ser escolhido o melhor modelo.

Um critério simples para otimizar um modelo pode ser formulado a partir do Princípio da Energia Potencial Mínima, que postula entre diferentes possíveis estados de tensão o mais correto é o que corresponde à mínima energia potencial. Considerando-se que a contribuição do concreto nas bielas possa ser desprezada devido ao aço nos tirantes ser muito mais deformável, ter-se-á que:

$$\Sigma F_i \cdot l_i \cdot \epsilon_i = \text{Mínimo} \quad (2.2)$$

onde

F_i = Força no tirante i ;

l_i = comprimento do tirante i ;

ϵ_i = deformação específica do tirante i .

Assim o melhor modelo será o que apresente o valor mínimo para esse somatório.

A Figura 2-7 apresenta um exemplo de aplicação desse critério.

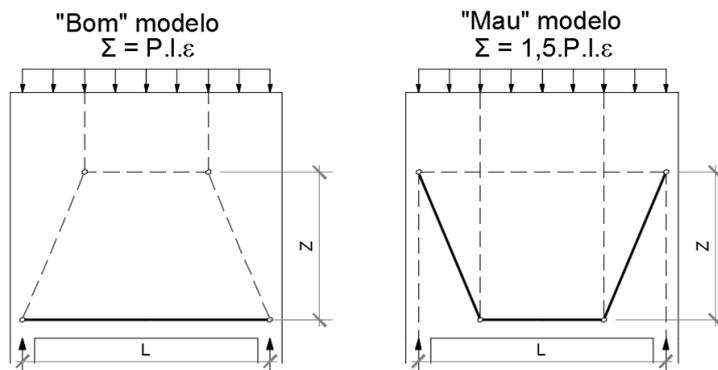


Figura 2-7 – Exemplo de “bom” modelo comparado com o “mau” modelo, adaptado de SCHLAICH *et al.* (1987).

2.4. Metodologia de cálculo

O procedimento geral para a análise por meio dos modelos de bielas e tirantes pode ser resumido de acordo com a sistemática a seguir.

1º Determinação das forças atuantes no contorno da estrutura, tais como ações aplicadas e reações de apoio por meio de uma análise elástica.

2º Elaboração do modelo de bielas e tirantes seguindo a trajetória das forças.

3º Substituição das cargas distribuídas por forças concentradas nos nós e os momentos por binários.

4º Cálculo da treliça obtendo-se as forças normais de compressão nas bielas e de tração nos tirantes.

5º Verificação das tensões de compressão nas bielas e nos nós críticos e cálculo das áreas de aço necessárias nos tirantes e definição de suas ancoragens.

6º Detalhamento das armaduras de forma compatível com o posicionamento dos tirantes do modelo idealizado.

2.5. Parâmetros de cálculo

As verificações das tensões de compressão serão realizadas de acordo com os critérios definidos na NBR 6118 (2014), ver Figura 2-8.

Define-se inicialmente o fator de efetividade do concreto.

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (2.3)$$

A seguir definem-se as tensões resistentes no concreto.

Máxima tensão resistente de compressão no concreto em regiões sem tensões de tração transversais e em nós totalmente comprimidos (Nós CCC):

$$f_{cd1} = 0,85 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \quad (2.4)$$

Máxima tensão resistente de compressão no concreto em regiões com tensões de tração transversais e em nós onde conflui dois ou mais tirantes (Nó CTT):

$$f_{cd2} = 0,60 \cdot \alpha_{V2} \cdot f_{cd} \quad (2.5)$$

Máxima tensão resistente em nós onde conflui somente um tirante (Nó CCT):

$$f_{cd3} = 0,72 \cdot \alpha_{V2} \cdot f_{cd} \quad (2.6)$$

A área de aço necessária a ser considerada em cada tirante A_s é dada em função das forças de tração T_d nos tirantes:

$$A_s = \frac{T_d}{f_{yd}} \quad (2.7)$$

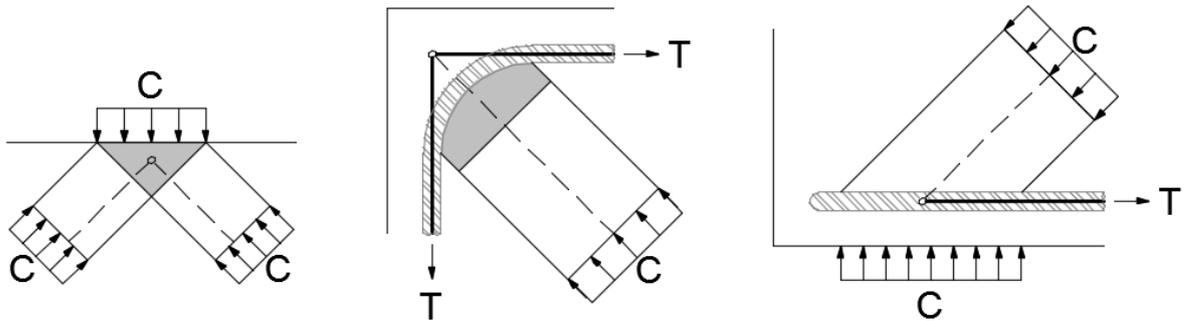


Figura 2-8 – Exemplos de nós CCC, CTT e CCT.

2.6. Ancoragem

Serão a seguir apresentados alguns conceitos referentes à ancoragem das armaduras. Esses conceitos são essenciais na comprovação da segurança das estruturas dimensionadas seguindo o Método das Bielas e Tirantes.

A viabilidade do concreto armado está associada ao fenômeno da aderência, que assegura a igualdade das deformações específicas do concreto e do aço, garantindo também a transmissão das forças entre os dois materiais.

A aderência entre o concreto e o aço se dá de três formas distintas: adesão, atrito e mecânica.

Aderência por adesão

Decorre do poder ligante do cimento. Surge em virtude das ligações físico-químicas que se estabelecem nas interfaces entre os dois materiais durante a pega.

Aderência por atrito

É condicionada pelo coeficiente de atrito entre o aço e o concreto e pela compressão transversal à barra.

Aderência mecânica

É devida às microssaliências existentes nas barras lisas e, adicionalmente nas barras de alta aderência, pelas saliências que as caracterizam.

Considerando-se simplificadamente que a distribuição de tensões de aderência f_{bd} entre o concreto e o aço seja uniforme, e que haja ruptura simultânea por escoamento da barra e por aderência da barra (de diâmetro \emptyset) no concreto, para um comprimento de ancoragem básico l_b , tem se que:

$$\frac{\pi \cdot \emptyset^2}{4} f_{yd} = \pi \cdot \emptyset \cdot l_b \cdot f_{bd} \rightarrow l_b = \frac{\emptyset \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}} \geq 25\emptyset \quad (2.8)$$

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} \quad (2.9)$$

Os coeficientes de aderência η_1 , η_2 , e η_3 são mostrados na Tabela 2-1.

Aço	η_1	Zona	η_2	\emptyset	η_3
CA-25	1	Boa	1	<32	1
CA-50	2,25	Má	0,7	≥32	$\frac{132 - \phi}{100}$
CA-60	1,4				

Tabela 2-1 – Coeficientes de aderência.

Valores da resistência média à tração do concreto:

$$f_{ct,m} = \begin{cases} 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \rightarrow (f_{ck} \leq 50MPa) \\ 2,12 \cdot \ln(1 + 0,11 \cdot f_{ck}) \rightarrow (f_{ck} > 50MPa) \end{cases} \quad (2.10)$$

Resistência característica inferior à tração do concreto:

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m} \quad (2.11)$$

Resistência à tração de projeto do concreto:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \quad (2.12)$$

Zonas de Boa e Má Aderência

Essas zonas estão associadas a condições de vibração e adensamento do concreto. Em peças concretadas horizontalmente a perda d'água durante a pega é mais intensa nas regiões superiores, ocasionando uma zona de má aderência, principalmente nas armaduras superiores de vigas e quando se utilizam formas deslizantes (Figura 2-9).

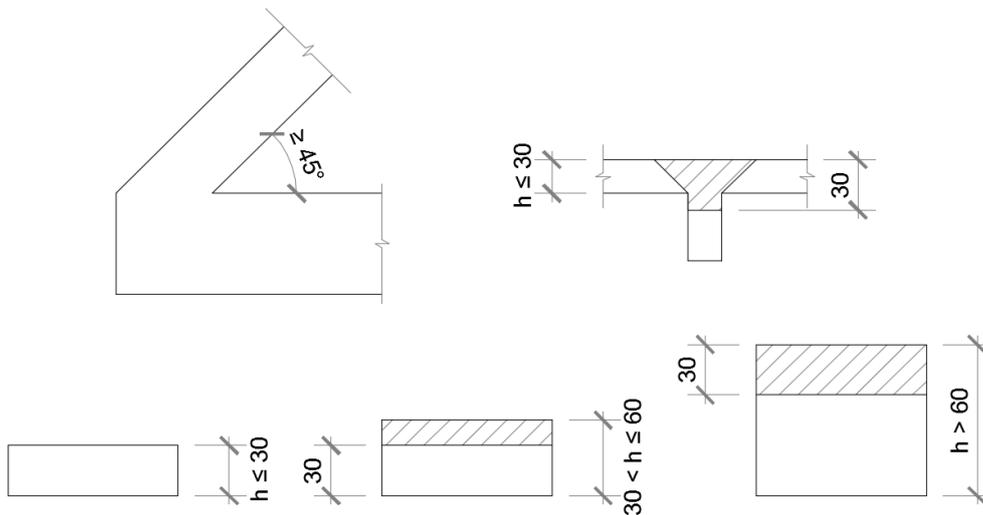


Figura 2-9 – Detalhe das zonas de boa e má aderência (áreas hachuradas).

Comprimento de ancoragem:

O comprimento de ancoragem necessário a ser utilizado $l_{b,necessário}$ é definido em função do comprimento básico l_b , da razão entre a armadura necessária $A_{s,calculado}$ e a existente $A_{s,existente}$ e de um coeficiente α_1 definido na Tabela 2-2, que corresponde à existência ou não de ganchos, devendo ser respeitado um valor mínimo para o comprimento de ancoragem, $l_{b,min}$.

$$l_{b,necessário} = \frac{\alpha_1 \cdot l_b \cdot A_{s,calculado}}{A_{s,existente}} \geq l_{b,min} \begin{cases} 0,3 \cdot l_b \\ 10\phi \\ 10cm \end{cases} \quad (2.13)$$

Barra	α_1
Reta	1
Dobrada	0,7

Tabela 2-2 – Valores de α_1 de acordo com a existência de ganchos.

Emenda por traspasse de barras tracionadas

O comprimento de emenda a ser utilizado l_{0t} é definido em função do comprimento $l_{b,necessário}$ e do parâmetro α_{0t} , definido na Tabela 2-3 em função da porcentagem de barras emendadas em uma mesma seção, devendo ser respeitado um valor mínimo para o comprimento de emenda.

$$l_{0t} = \alpha_{0t} \cdot l_{b,necessário} \geq l_{0t,mín} \begin{cases} 0,3 \cdot \alpha_{0t} \cdot l_b \\ 15\phi \\ 20cm \end{cases} \quad (2.14)$$

%	≤ 20	25	33	50	> 50
α_{0t}	1,2	1,4	1,6	1,8	2

Tabela 2-3 – Valores de α_{0t} de acordo com a porcentagem de barras emendadas em uma mesma seção.

Emenda por traspasse em barras comprimidas

Deve ser respeitado um valor mínimo para o comprimento de emenda.

$$l_{0c} = l_{b,necessário} \geq l_{0c,mín} \begin{cases} 0,6 \cdot l_b \\ 15\phi \\ 20cm \end{cases} \quad (2.15)$$

No comprimento da emenda por traspasse quando as barras tiverem diâmetros diferentes deve ser considerada a barra de maior diâmetro. No item 9.5.2.4 da NBR 6118 (2014) são definidas regras de detalhamento das armaduras transversais nas emendas por traspasse de barras tracionadas e de barras comprimidas.

Nos anexos são apresentadas duas tabelas resumindo os comprimentos de ancoragem e de emenda por traspasse para as situações mais usuais.

3. MODELOS ANALISADOS

3.1. Vigas bi-apoiadas, em balanço e contínuas

É inicialmente analisado um modelo de viga biapoiada.

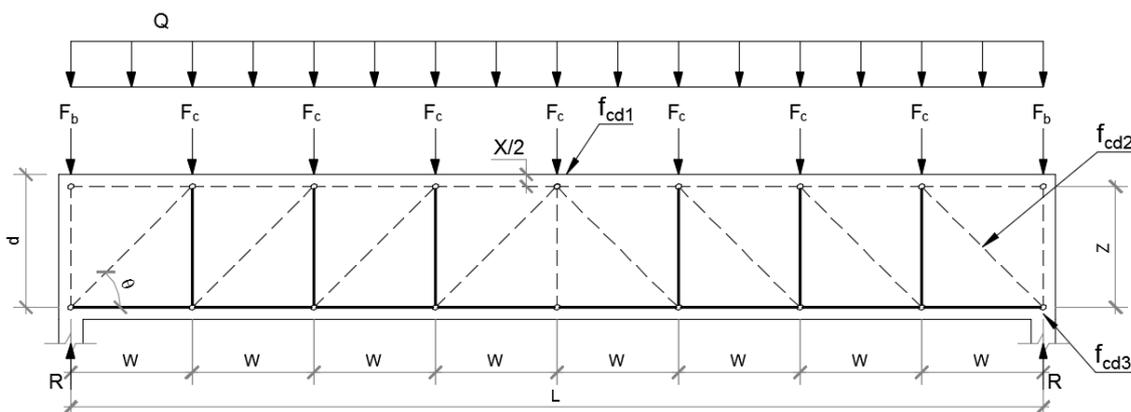


Figura 3-1 – Modelo de bielas e tirantes para uma viga biapoiada.

Inicialmente é realizada a análise da viga com a determinação das reações de apoio.

Para se elaborar o modelo é necessário calcular a altura do bloco comprimido que satisfaça à resistência limite de f_{cd1} na seção mais solicitada à flexão, para definir a altura z da treliça. O espaçamento w deve ser ajustado em relação à z de maneira que a inclinação θ da biela esteja entre 30° e 45° .

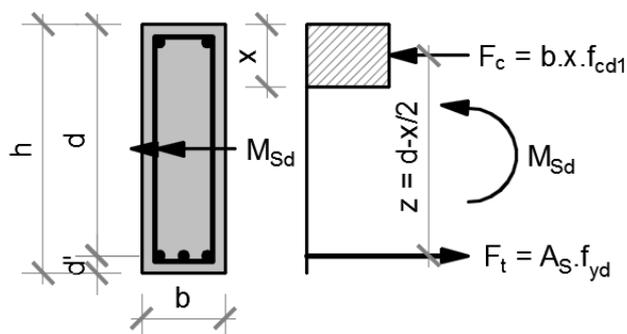


Figura 3-2 – Detalhe esquemático do equilíbrio das forças internas na seção mais solicitada à flexão simples.

Para a definição da profundidade do bloco comprimido x e do braço de alavanca z da seção mais solicitada à flexão seguem-se.

$$x = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_{sd}}{b \cdot f_{cd1}}} \quad (3.1)$$

$$z = d - x/2 \quad (3.2)$$

Conhecido z é possível se definir a geometria da treliça.

O carregamento distribuído (Q) deve ser decomposto em forças concentradas nos nós.

Forças nos nós centrais:

$$F_c = Q \cdot w \quad (3.3)$$

Força nos nós de borda:

$$F_b = Q \cdot w/2 \quad (3.4)$$

Quando se tem uma viga em balanço ou contínua surgem momentos negativos que devem ser equilibrados por um binário na extremidade da treliça, Figura 3-3.

Binário de forças para equilibrar o momento:

$$F_m = M/z \quad (3.5)$$

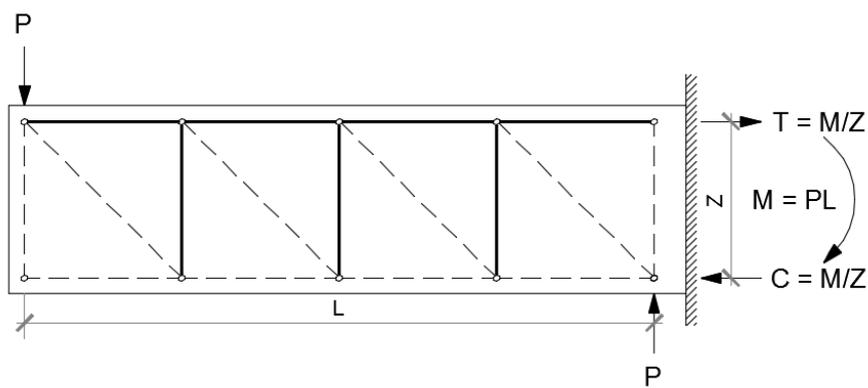


Figura 3-3 – Modelo de bielas e tirantes para a viga engastada.

Quando se tem uma viga contínua deve-se analisar cada vão separadamente, como mostra a Figura 3-4.

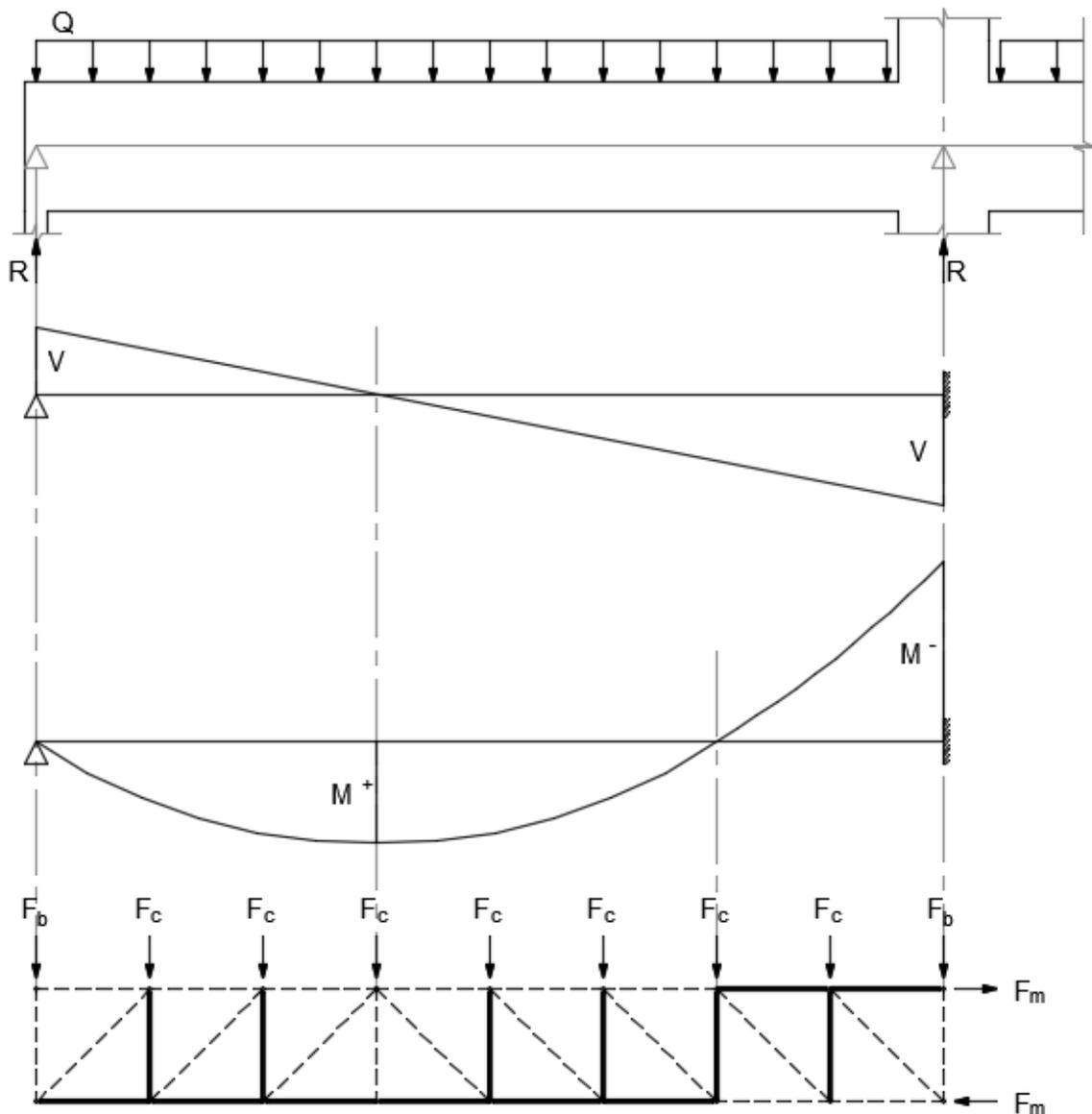


Figura 3-4 – Modelo de bielas e tirantes para uma viga contínua.

Após calcular as forças normais na treliça é necessário verificar as bielas e os nós mais solicitados, sendo a profundidade do bloco comprimido x e o braço de alavanca z calculados com as expressões (3-1) e (3-2).

A tensão nos nós do apoio deve ser verificada considerando-se a área de contato entre a viga e o pilar:

$$\sigma_{cd3} = \frac{Reação}{A_{apoio}} \leq f_{cd3} \quad (3.6)$$

As tensões nas bielas inclinadas devem ser comparadas com f_{cd2} . Para esse cálculo de resistência é necessário avaliar a área ($t \cdot b_w$) da biela inclinada como pode ser visto na Figura 3-5 (b_w é a largura da viga).

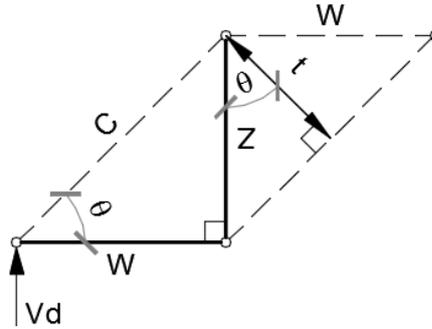


Figura 3-5 – Detalhe geométrico da biela inclinada para calcular a resistência da biela.

$$t = z \cdot \cos\theta \quad (3.7)$$

Logo, a tensão na biela inclinada é:

$$\sigma_{cd2} = \frac{C}{t \cdot b_w} \rightarrow \frac{V_d}{\sin\theta \cdot z \cdot \cos\theta \cdot b_w} \leq f_{cd2} = 0,6 \cdot \alpha_{V2} \cdot f_{cd}$$

$$V_d \leq 0,6 \cdot \alpha_{V2} \cdot f_{cd} \cdot \sin\theta \cdot z \cdot \cos\theta \cdot b_w \quad (3.8)$$

Verifica-se que essa é uma expressão similar à da resistência à compressão diagonal do concreto V_{Rd2} do Modelo de Cálculo II, apresentada no item 17.4.2.3 da NBR 6118 (2014) e abaixo reproduzida:

$$V_{Rd2} = 0,54 \cdot \alpha_{V2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \sin^2\theta \cdot (\cot\alpha + \cot\theta) \quad (3.9)$$

Considerando-se o ângulo de inclinação da armadura transversal α igual a 90° pode-se avaliar a altura z considerada pela NBR 6118 (2014):

$$0,6 \cdot z = 0,54 \cdot d \rightarrow z = \frac{0,54 \cdot d}{0,6} \rightarrow z = 0,9 \cdot d \quad (3.10)$$

Logo para o dimensionamento de vigas simples pode-se substituir a verificação de f_{cd2} pela do V_{Rd2} .

Armadura transversal resistente à força cortante

O Método de Bielas e Tirantes não considera a parcela V_C de força cortante resistida pelo concreto, logo seu dimensionamento das armaduras transversais se torna mais conservador do que o definido na NBR 6118 (2014).

$$\frac{V_{sd}}{w} \rightarrow \frac{V_{sd}}{z \cdot \cot \theta} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \rightarrow \frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sd}}{z \cdot \cot \theta \cdot f_{yd}} \quad (3.11)$$

Armadura de flexão

$$T_d = A_s \cdot f_{yd} \rightarrow A_s = \frac{T_d}{f_{yd}} \quad (3.12)$$

O modelo de bielas e tirantes fornece uma interpretação geométrica da decalagem do diagrama de momentos. A Figura 3-6 mostra um esquema de forças de compressão no concreto e de tração das armaduras, obtidas com a treliça discreta, com a treliça contínua e com a treliça contínua corrigindo-se as forças próximo aos apoios e aos pontos de momento máximo, onde as bielas a 45° dão lugar a treliças em “leque” (SANTOS, 2017). A Figura 3-7 mostra o equilíbrio na treliça contínua.

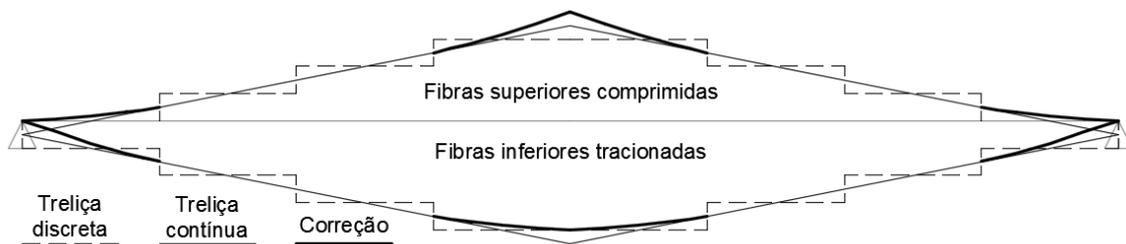


Figura 3-6 – Diagrama de forças de compressão e tração numa viga bi apoiada.

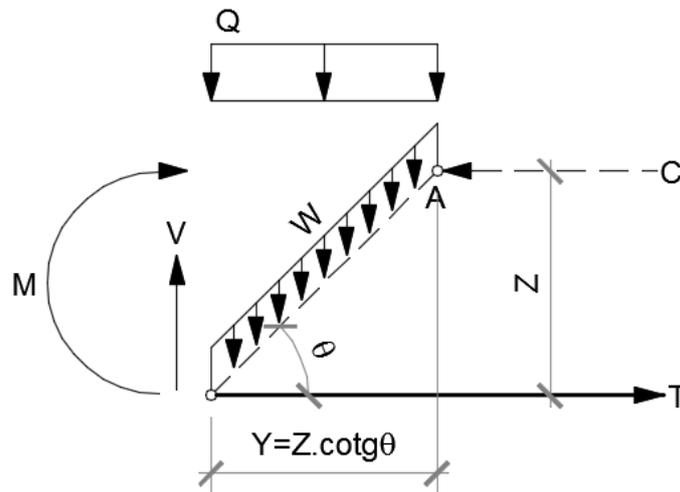


Figura 3-7 – Detalhe de uma seção inclinada de θ na treliça contínua.

O equilíbrio é estudado supondo-se uma força distribuída Q e uma força W por metro nos estribos, constantes, com um corte na seção na inclinação θ das bielas.

$$\Sigma F_Y = 0$$

$$W.Y - V + Q.Y = 0$$

$$W.Y = V - Q.Y$$

$$W = \frac{V - Q.Y}{Y}$$

$$W = \frac{V}{Y} - \frac{Q.Y}{Y}$$

$$W = \frac{V}{Y} - Q \tag{3.13}$$

$$\Sigma M_A = 0$$

$$-M - V.Y + Q.Y.\frac{Y}{2} + W.Y.\frac{Y}{2} + T.Z = 0$$

$$-M - V.Y + \frac{Q.Y^2}{2} + \left(\frac{V}{Y} - Q\right).\frac{Y^2}{2} + T.Z = 0$$

$$-M - V.Y + \frac{Q.Y^2}{2} + \frac{V.Y^2}{Y.2} - \frac{Q.Y^2}{2} + T.Z = 0$$

$$-M - V.Y + \frac{Q.Y^2}{2} + \frac{V.Y}{2} - \frac{Q.Y^2}{2} + T.Z = 0$$

$$-M - \frac{V.Y}{2} + T.Z = 0$$

$$T.Z = M + \frac{V.Y}{2}$$

$$T = \frac{M}{Z} + \frac{V.Z.\cot\theta}{2.Z}$$

$$T = \frac{M}{Z} + \frac{V}{2}.\cot\theta \leq \frac{M_{\text{máx.}}}{Z} \tag{3.14}$$

O equilíbrio mostrado na Figura 3.8 é obtido com uma seção vertical na seção.

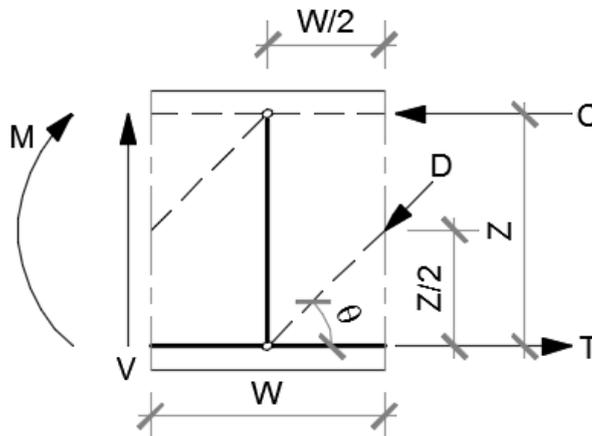


Figura 3-8 – Detalhe de uma seção genérica na vertical num modelo de bielas e tirantes de uma viga, para o cálculo do equilíbrio na seção.

$$\begin{aligned}
\Sigma F_V &= 0 \\
V - D \cdot \text{sen } \theta &= 0 \\
V &= D \cdot \text{sen } \theta \\
D &= \frac{V}{\text{sen } \theta}
\end{aligned} \tag{3.15}$$

$$\begin{aligned}
\Sigma M &= 0 \\
M - C \cdot Z - D \cdot \cos \theta \cdot Z/2 &= 0 \\
M &= C \cdot Z + \frac{D \cdot \cos \theta \cdot Z}{2} \\
M &= Z \cdot \left(C + \frac{D \cdot \cos \theta}{2} \right) \\
C &= \frac{M}{Z} - \frac{D \cdot \cos \theta}{2} \\
C &= \frac{M}{Z} - \frac{V \cdot \cos \theta}{2 \cdot \text{sen } \theta} \\
C &= \frac{M}{Z} - \frac{V}{2} \cdot \text{cotg } \theta
\end{aligned} \tag{3.16}$$

$$\begin{aligned}
\Sigma F_H &= 0 \\
T - C - D \cdot \cos \theta &= 0 \\
T &= C + D \cdot \cos \theta \\
T &= \frac{M}{Z} - \frac{V}{2} \cdot \text{cotg } \theta + \frac{V}{\text{sen } \theta} \cdot \cos \theta \\
T &= \frac{M}{Z} - \frac{V}{2} \cdot \text{cotg } \theta + V \cdot \text{cotg } \theta \\
T &= \frac{M}{Z} + \frac{V}{2} \cdot \text{cotg } \theta
\end{aligned} \tag{3.17}$$

Chega-se à equação da força de tração corrigida definida no item 17.4.2.2 da NBR 6118 (2014), que é reproduzida na equação (3-14).

3.2. Vigas com abertura

Os itens 13.2.5 e 21.3 da NBR 6118 (2014) definem furos que têm pequenas dimensões em relação às do elemento estrutural e cuja verificação pode ser dispensada quando estiverem dentro dos critérios listados a seguir. Não sendo atendidos esses critérios considera-se que as aberturas são grandes o suficiente para alterar o comportamento estrutural do elemento, esse devendo ser calculado e detalhado pelo Método de Bielas e Tirantes. Um conjunto de furos muito próximos deve ser tratado como uma única abertura. As alterações com relação ao dimensionamento usual são armaduras aplicados nas faces das aberturas.

Crêterios de furos transversais em vigas, na dire o de sua largura:

- o furo não pode ter mais do que 12 cm e $h/3$;
- deve ter afastamento   face de no mínimo 5 cm e duas vezes o cobrimento;
- quando localizado em zona tracionada, deve estar a uma distância mínima de $2h$ do apoio;
- o espaçamento entre furos deve ser maior ou igual a $2h$;
- não podem ser cortadas barras das armaduras.

Crêterios de furos verticais em vigas, na dire o de sua altura:

- o furo deve ser menor do que $b/3$;
- deve ter afastamento   face de no mínimo 5 cm e duas vezes o cobrimento;
- o espaçamento entre furos deve ser no mínimo de 5 cm ou o diâmetro do furo, contendo obrigatoriamente ao menos um estribo entre eles.

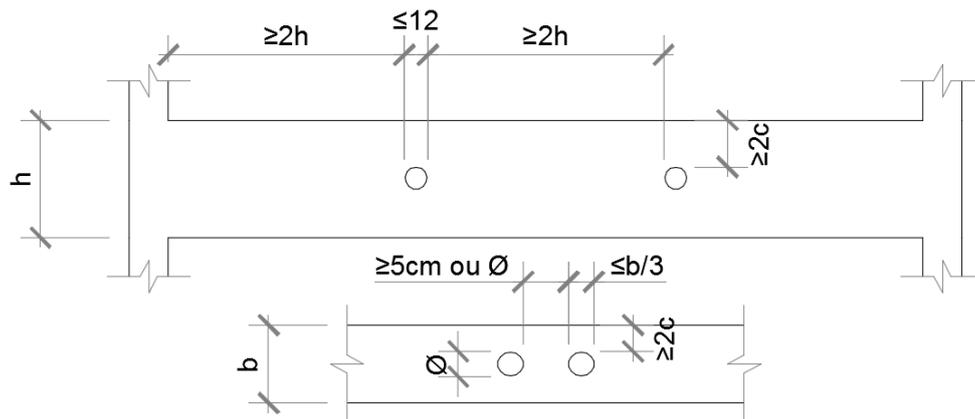


Figura 3-9 – Detalhe da vista lateral e superior dos cr terios de furos em vigas.

A Figura 3-10 apresenta um modelo de bielas e tirantes para aberturas grandes, com a localiza o das aberturas nas partes superior ou inferior da viga.

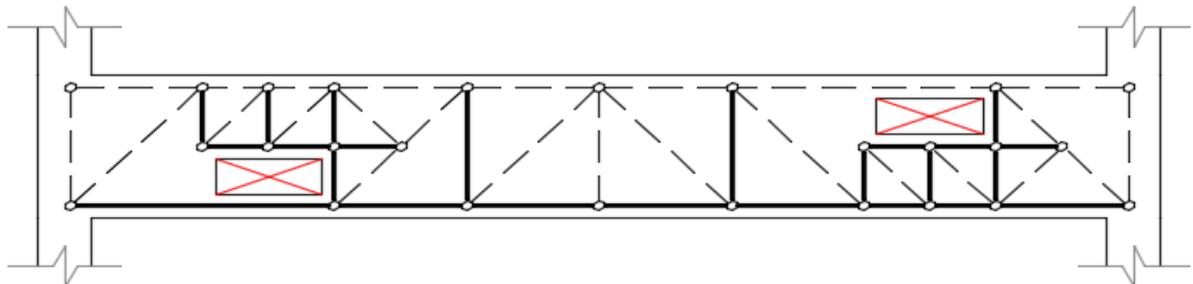


Figura 3-10 – Modelo de bielas e tirantes de viga com aberturas.

3.3. Vigas com variação de seção

As Figuras 3-11 e 3-12 apresentam, respectivamente, modelos de vigas com variação brusca e com variação menos brusca de seção. Em adição às armaduras dimensionadas de forma usual devem-se prever armaduras de suspensão para a armadura longitudinal da parte de maior altura que é interrompida, e um prolongamento da armadura longitudinal da parte de menor altura.

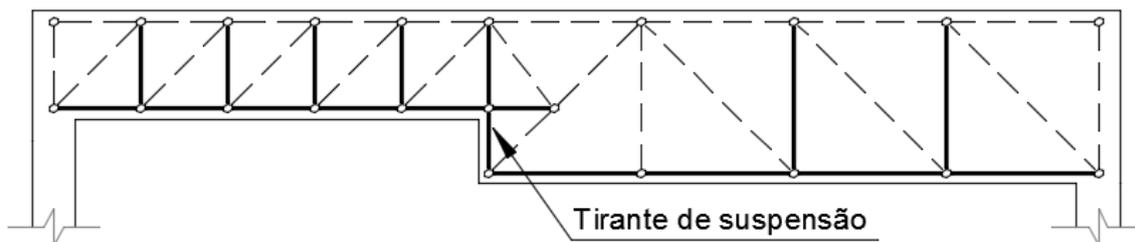


Figura 3-11 – Modelo de bielas e tirantes de viga com variação mais brusca de seção.

Nos casos de variação menos brusca a armadura de suspensão das barras longitudinais da parte de maior altura vai se transformando em uma armadura transversal de costura de uma emenda à distância, Figura 3-12.

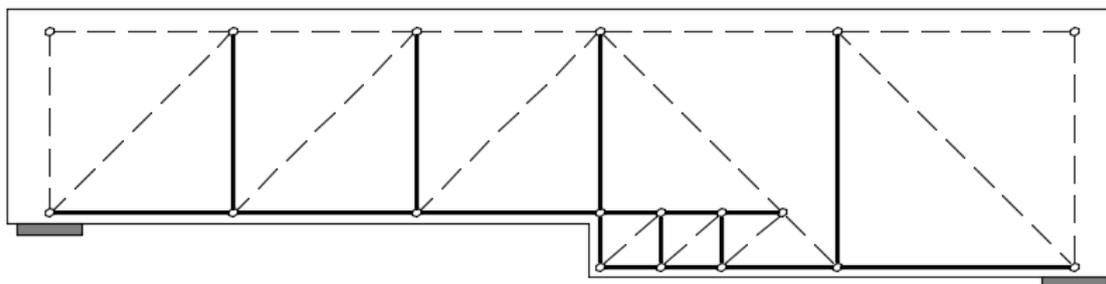


Figura 3-12 – Modelo de bielas e tirantes para variação menos brusca de seção.

Dentes Gerber

Os dentes Gerber consistem em uma variação de seção transversal localizado nas extremidades de vigas, especialmente nas vigas pré-moldadas, com o objetivo de apoiá-la em outras estruturas como consolos ou outras vigas.

Os itens 22.5.2 da NBR 6118 (2014) e 7.4 da NBR 9062 (2017) dão algumas definições a respeito desse tipo de elemento estrutural. A Figura 3-13 apresenta dois diferentes modelos de análise dos dentes Gerber, ambos bastante utilizados. A Figura 3-14 dá sugestões para detalhamento de dentes Gerber.

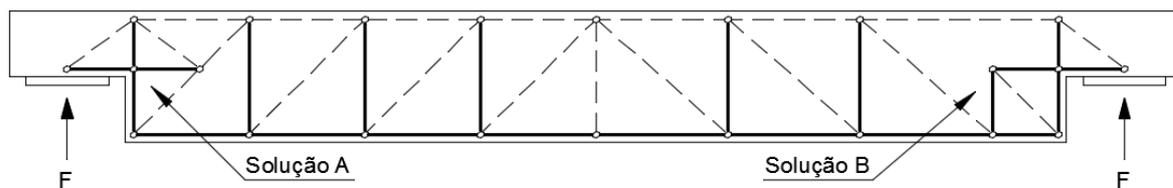


Figura 3-13 – Detalhe das duas possíveis soluções de modelos de bielas e tirantes para dentes Gerber.

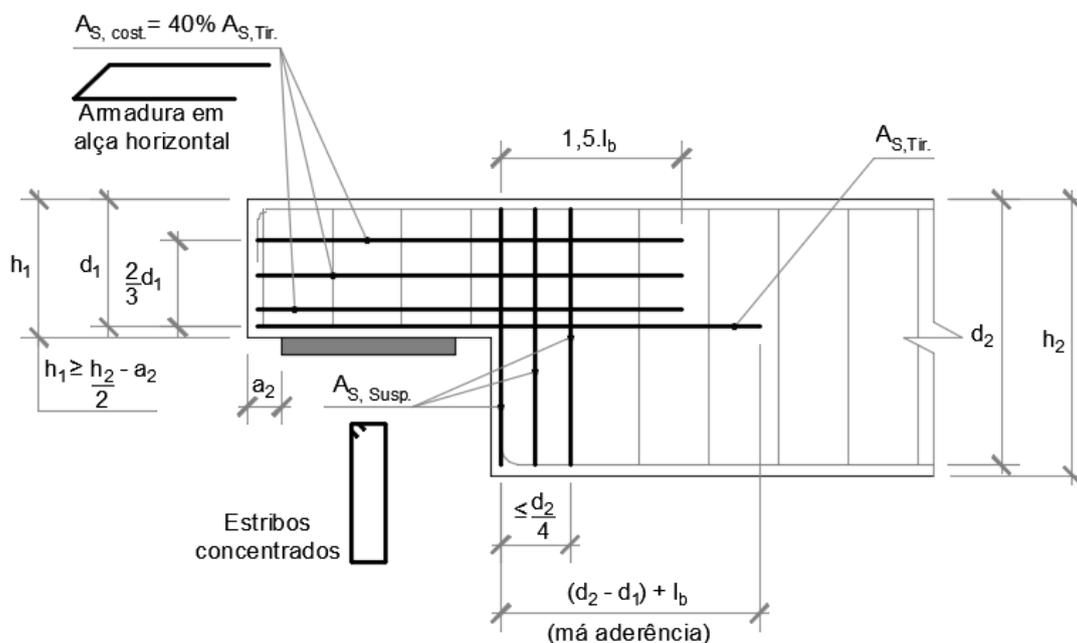


Figura 3-14 – Recomendações de detalhamento para dentes Gerber, adaptado da NBR 9062 (2017).

3.4. Vigas com apoio direto e indireto

A situação de apoio direto se dá com forças que são aplicadas na direção contrária ao apoio comprimindo a estrutura. Ao se observar o modelo de bielas e tirantes na região de apoio verifica-se que o primeiro tirante vertical está distante do apoio e não recebe a parcela total da reação de apoio que é igual à força cortante máxima.

Na verificação da biela comprimida esta é solicitada pela força distante do apoio, Figura 3-15.

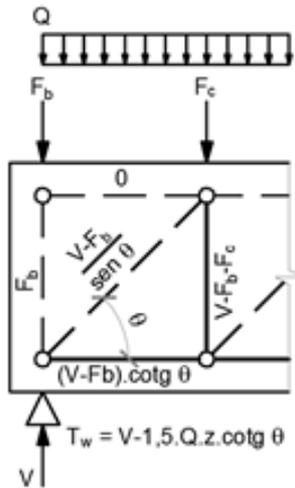


Figura 3-15 – Tração no tirante vertical mais próximo ao apoio.

No seu item 17.4.1.2.1 a NBR 6118 (2014) define critérios para forças próximas aos apoios, referentes à redução da força cortante para o cálculo das armaduras transversais, não sendo essa redução permitida para a verificação das tensões nas bielas comprimidas.

Para as cargas distribuídas, a força cortante pode ser reduzida ao valor presente à distância $d/2$ da face do apoio, permanecendo esse valor constante até o apoio.

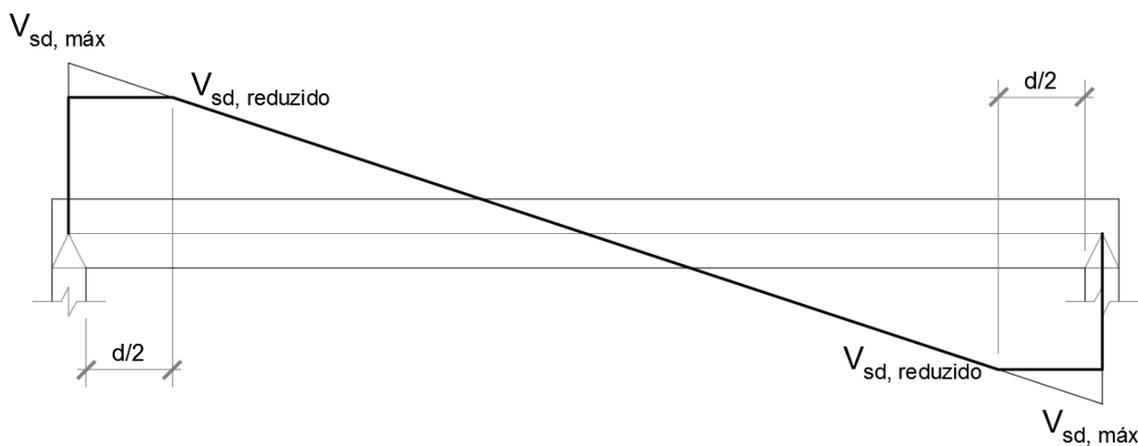


Figura 3-16 – Detalhe da redução da força cortante para carga distribuída.

Para as forças concentradas aplicadas próximas ao apoio, de maneira que a inclinação da biela seja maior ou igual a $26,6^\circ$, parte das tensões de compressão vão diretamente para o apoio sem a necessidade de serem suspensas.

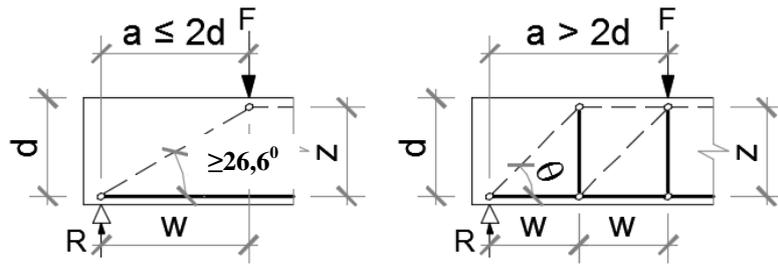


Figura 3-17 – Variação do modelo de bielas e tirantes de acordo com a distância da força concentrada próxima ao apoio.

Isso justifica calcular as armaduras transversais para uma força cortante reduzida. A NBR 6118 (2014) permite, para uma força concentrada a uma distância $a \leq 2d$, uma redução da força cortante, multiplicando-o por $a/2d$. Assim a armadura é calculada como (s é o espaçamento na horizontal):

$$\frac{A_{Sw}}{s} = \frac{V_{sd} \cdot \frac{a}{2d} - V_c}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} \quad (3.1)$$

Por um modelo de bielas e tirantes mais refinado é possível ver que surgem tensões de fendilhamento junto ao apoio quando há uma elevada força concentrada próxima, fazendo-se necessária uma armadura horizontal secundária em forma de grampo, distribuída ao longo da altura da viga. Essa armadura é dada por (s é o espaçamento na vertical):

$$\frac{A_{Sw}}{s} = \frac{0,3F}{h \cdot f_{yd}} \quad (3.2)$$

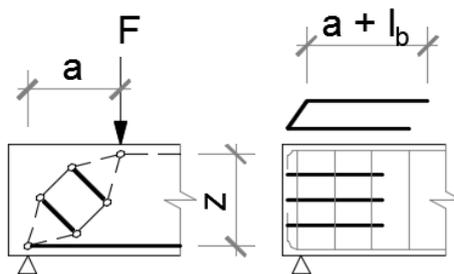


Figura 3-18 – Ilustração do modelo refinado e do detalhamento para força concentrada elevada próxima ao apoio.

A situação de apoio indireto se dá quando uma estrutura se apoia em outra em uma mesma elevação, o que é muito comum em cruzamento de vigas, ver corte A-A (Figura 3-19).

Em apoios indiretos não são permitidas reduções da sollicitação. A sollicitação é a própria reação de apoio F_d que a estrutura apoiada exerce na estrutura de suporte.

$$A_{S,susp.} = \frac{F_d}{f_{yd}} \quad (3.3)$$

No caso de força indireta distribuída, como no caso de vigas invertidas que sustentam uma laje em sua face inferior, ver corte B-B (Figura 3-19), a armadura de suspensão deve ser adicionada à armadura transversal necessária ao cisalhamento, assim:

$$A_{Sw} = \frac{Q_{ind.}}{f_{yd}} \quad (3.4)$$

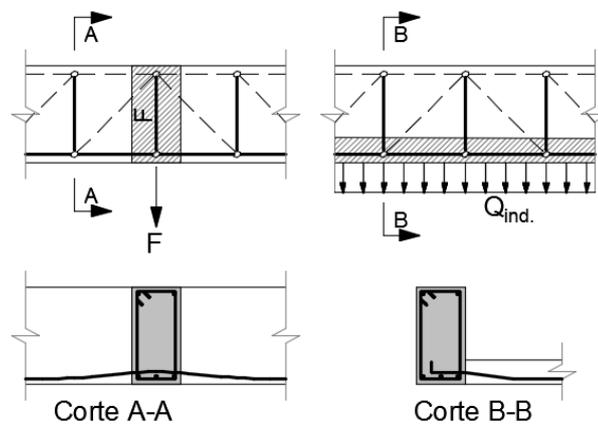


Figura 3-19 – Detalhe esquemático de situações de apoio indireto.

Esse tirante vertical necessita ser suspenso por estribos preferencialmente concentrados na estrutura que recebe a carga indireta, envolvendo a armadura longitudinal da estrutura suspensa. Em casos de força indireta muito elevada esta armadura pode ser distribuída conforme detalhado na Figura 3-21 (LEONHARDT e MÖNNING, 1978).

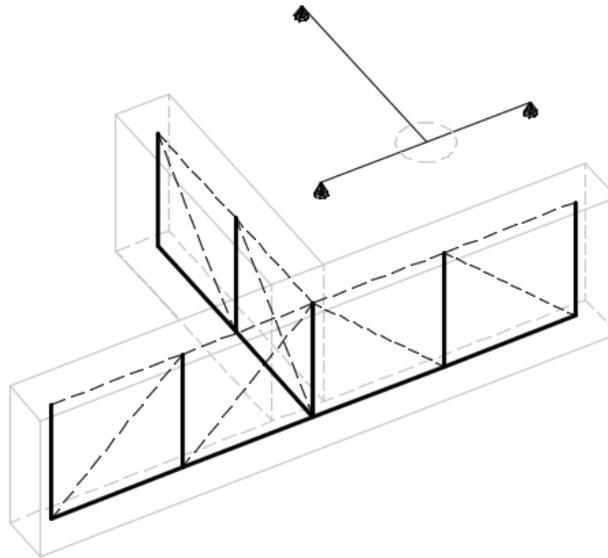


Figura 3-20 – Modelo de bielas e tirantes na região de cruzamento de vigas.

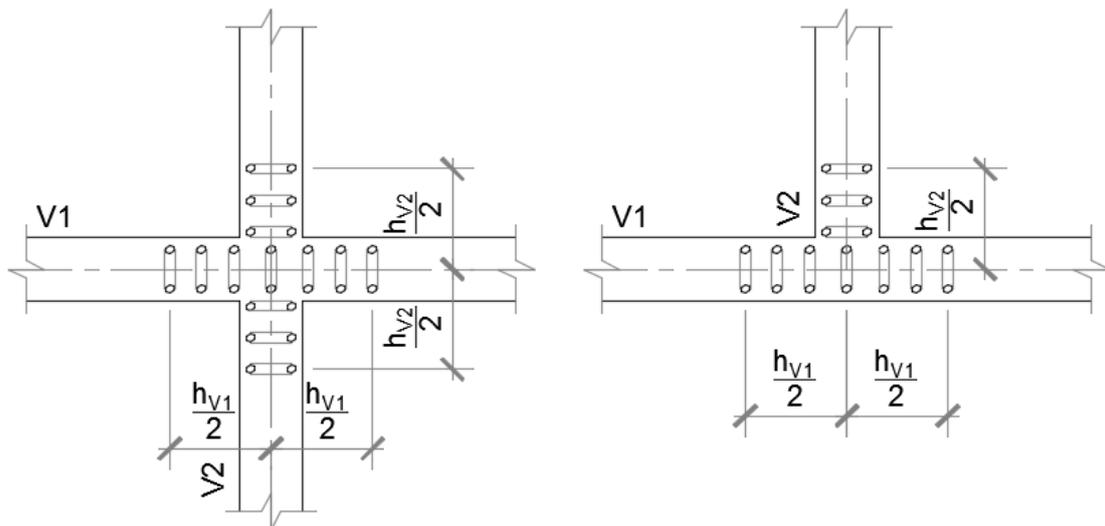


Figura 3-21 – Detalhe em planta da distribuição dos estribos de suspensão em “X” (a esquerda) e em “T” (a direita).

Assim conclui-se que para casos em que se tem uma elevada força indireta, a armadura de suspensão distribuída em “X” e a distribuída em “T”, são dadas, respectivamente, por:

$$\frac{A_{S,susp.}}{s} = \frac{F}{2h \cdot f_{yd}} \quad (3.5)$$

$$\frac{A_{S,susp.}}{s} = \frac{F}{1,5h \cdot f_{yd}} \quad (3.6)$$

3.5. Vigas-parede

As vigas- parede se distinguem das vigas esbeltas por apresentarem razão altura/vão de $h/L \geq 0,5$ em vigas bi-apoiadas e $h/L \geq 0,33$ em vigas contínuas. Por apresentarem grande altura as tensões de compressão vão chegar diretamente para os apoios sem necessidade de serem suspensas por estribos (salvo em casos particulares, como quando houver apoio indireto), sendo dispensada a verificação à força cortante. Devido à sua grande altura podem apresentar problemas de estabilidade como corpo rígido, podendo ser necessários enrijecedores de apoio. É recomendável que a largura da seção transversal não seja menor que 15 cm.

Um modelo de bielas e tirantes de viga parede bi-apoiada é apresentado na Figura 3-22

Os modelos de bielas e tirantes apresentam uma altura de braço de alavanca z que varia com o número de vãos da viga-parede (LEONHARDT e MÖNNING, 1978):

Vigas paredes bi apoiadas

$$0,5.L \leq h \leq L \rightarrow z = 0,45.h + 0,15.L \quad (3.7)$$

$$h > L \rightarrow z = 0,6.L \quad (3.8)$$

Vigas paredes de dois vãos

$$0,4.L \leq h \leq L \rightarrow z = 0,25.h + 0,2.L \quad (3.9)$$

$$h > L \rightarrow z = 0,45.L \quad (3.10)$$

Vigas paredes contínuas

$$0,33.L \leq h \leq L \rightarrow z = 0,3.h + 0,15.L \quad (3.11)$$

$$h > L \rightarrow z = 0,45.L \quad (3.12)$$

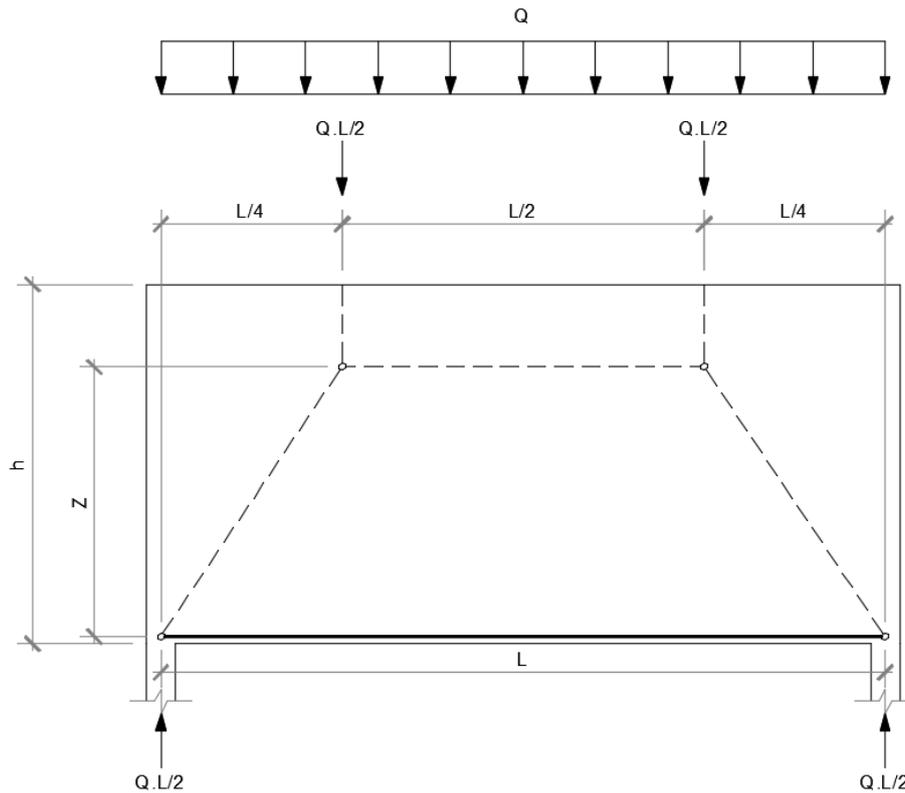


Figura 3-22 – Modelo de bielas e tirantes de viga parede bi-apoiada.

A força no tirante pode ser obtida por (Figura 3-23):

$$\frac{T}{L/4} = \frac{Q \cdot L/2}{Z} \rightarrow T = \frac{Q \cdot L^2/8}{Z} \rightarrow T = M/Z \quad (3.13)$$

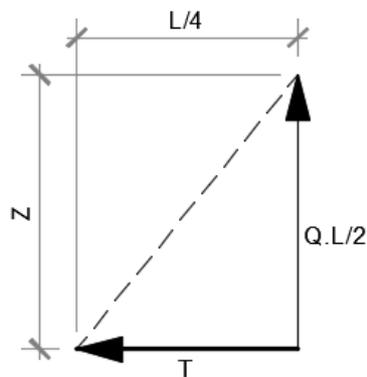


Figura 3-23 – Detalhe geométrico da força no tirante da viga parede.

Conclui-se então que basta calcular o momento fletor na viga como elemento de barra e dividi-lo pelo braço de alavanca adequado para se obter a força no tirante e calcular a armadura.

No item 22.4 da NBR 6118 (2014) são estabelecidas algumas diretrizes referentes às vigas-parede, devendo as armaduras serem distribuídas da seguinte maneira.

Aa armaduras positivas devem ser concentradas na face tracionada, podendo em casos de carga muito elevada ser distribuída até uma altura de $0,15.h$. Devem ser prolongadas até os apoios, devendo ser ancoradas preferencialmente com grampos horizontais.

As armaduras negativas devem ser distribuídas em duas faixas. A primeira faixa vai do topo até a profundidade de $0,2.h$ com a armadura A_{S1} abaixo definida. A segunda faixa tem largura de $0,6.h$ com a armadura A_{S2} . Não se consideram para a altura h valores superiores ao comprimento L .

$$A_{S1} = \left(\frac{L}{2h} - 0,5 \right) \cdot A_S \quad (3.14)$$

$$A_{S2} = \left(1,5 - \frac{L}{2h} \right) \cdot A_S \quad (3.15)$$

É necessário também considerar uma armadura mínima horizontal e vertical de $0,00075.b$ por face, por metro (b é a espessura da viga-parede).

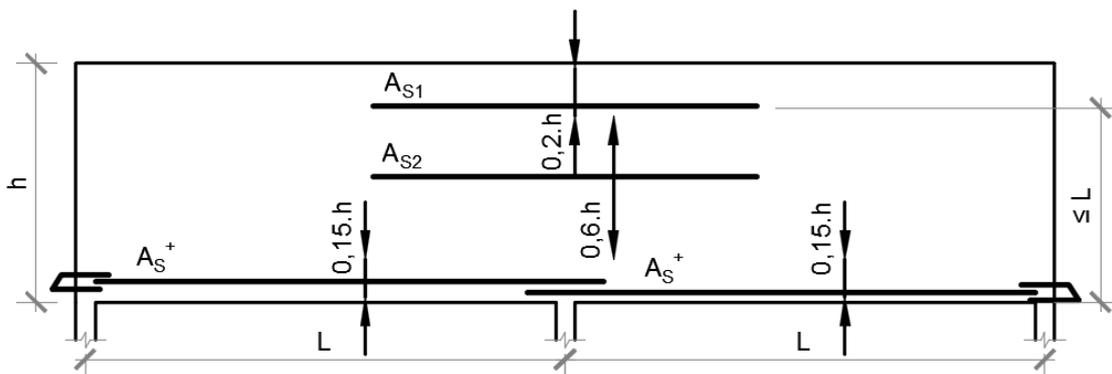


Figura 3-24 – Detalhe da distribuição das armaduras na viga parede.

3.6. Consolos curtos

O consolo é um pequeno elemento estrutural em balanço fixado em um elemento estrutural principal, como pilares ou paredes, que tem como finalidade servir de apoio a outra estrutura, como vigas, placas ou equipamentos, muito comuns em sistemas de

estruturas pré-moldadas. Esse elemento é abordado na NBR 6118 (2014) em seu item 22.5 e na NBR 9062 (2017) no seu item 7.3.

O método de cálculo mais adequado varia conforme a relação a/d (a é o vão do consolo):

$a/d > 1,0 \rightarrow$ viga em balanço (cálculo usual ou por bielas e tirantes);

$1,0 \geq a/d \geq 0,5 \rightarrow$ consolo curto (cálculo por bielas e tirantes);

$a/d < 0,5 \rightarrow$ consolo muito curto (cálculo por bielas e tirantes ou por atrito-cisalhamento).

A NBR 9062 (2017) recomenda a utilização de um coeficiente adicional γ_n para majorar as ações nos consolos devido aos efeitos de impacto, choques e vibrações, conforme a Tabela 3-1.

Tipo de elemento	Pré-fabricado	Pré-moldado
Carga permanente preponderante	1,0	1,1
Caso Contrário	1,1	1,2

Tabela 3-1 – Coeficiente de majoração adicional γ_n .

Essa norma recomenda a aplicação de uma força horizontal nos casos em que esta não possa ser impedida, podendo ser estimada conforme a Tabela 3-2.

H_d	Tipo de contato
$0,8 F_d$	Junta a seco
$0,5 F_d$	Assentamento com argamassa
$0,16 F_d$	Almofada de elastômero
$0,08 F_d$	Almofada de plástico (PTFE)
$0,25 F_d$	Chapas metálicas não soldada
$0,4 F_d$	Concreto e chapa metálica

Tabela 3-2 – Valores recomendados da força horizontal H_d .

O modelo de bielas e tirantes para consolos apresentado por REINECK *et al.* (2002) pode ser visto na Figura 3-25.

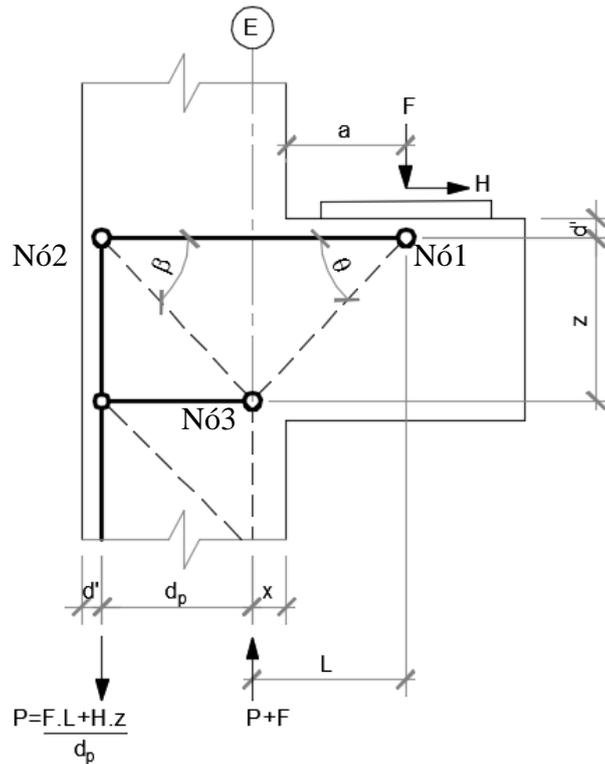


Figura 3-25 – Detalhe do modelo de bielas e tirantes de consolo curto.

De acordo com o modelo da Figura 3-25 pode-se calcular o equilíbrio de forças nos três nós principais, avaliando-se as forças de tração no tirante e verificando-se a região sujeita à maior compressão. Esses nós principais estão definidos na Figura 3-25 e Figura 3-26.

No nó 1 a força de tração no tirante é avaliada como;

$$\begin{aligned} \Sigma F_y &= 0 \\ -F + C1 \cdot \text{sen } \theta &= 0 \\ C1 &= \frac{F}{\text{sen } \theta} \end{aligned} \quad (3.16)$$

$$\begin{aligned} \Sigma F_x &= 0 \\ -T + H + C1 \cdot \text{cos } \theta &= 0 \\ -T + H + \frac{F}{\text{sen } \theta} \cdot \text{cos } \theta &= 0 \\ T &= F \cdot \frac{\text{cos } \theta}{\text{sen } \theta} + H \\ \text{tg } \theta &= \frac{z}{L} \rightarrow \text{cotg } \theta = \frac{\text{cos } \theta}{\text{sen } \theta} = \frac{1}{\text{tg } \theta} = \frac{L}{z} \\ T &= \frac{F \cdot L}{z} + H \end{aligned} \quad (3.17)$$

No nó 2 tem-se a avaliação da compressão C_2 :

$$\begin{aligned} \Sigma F_y &= 0 \\ -P + C_2 \cdot \text{sen } \beta &= 0 \\ C_2 &= \frac{P}{\text{sen } \beta} \end{aligned} \quad (3.18)$$

$$\begin{aligned} \Sigma F_x &= 0 \\ T - C_2 \cdot \text{cos } \beta &= 0 \\ C_2 &= \frac{T}{\text{cos } \beta} \end{aligned} \quad (3.19)$$

No nó 3 tem-se o equilíbrio na área mais comprimida do modelo.

$$\begin{aligned} \Sigma F_y &= 0 \\ C_2 \cdot \text{sen } \beta + C_1 \cdot \text{sen } \theta - (P + F) &= 0 \\ \frac{P}{\text{sen } \beta} \cdot \text{sen } \beta + \frac{F}{\text{sen } \theta} \cdot \text{sen } \theta &= P + F \\ P + F &= P + F \end{aligned} \quad (3.20)$$

$$\begin{aligned} \Sigma F_x &= 0 \\ C_2 \cdot \text{cos } \beta - C_1 \cdot \text{cos } \theta - C_3 &= 0 \\ \frac{T}{\text{cos } \beta} \cdot \text{cos } \beta - \frac{F}{\text{sen } \theta} \cdot \text{cos } \theta - C_3 &= 0 \\ T &= F \cdot \frac{\text{cos } \theta}{\text{sen } \theta} + C_3 \\ F \cdot \frac{\text{cos } \theta}{\text{sen } \theta} + H &= F \cdot \frac{\text{cos } \theta}{\text{sen } \theta} + C_3 \\ C_3 &= H \end{aligned} \quad (3.21)$$

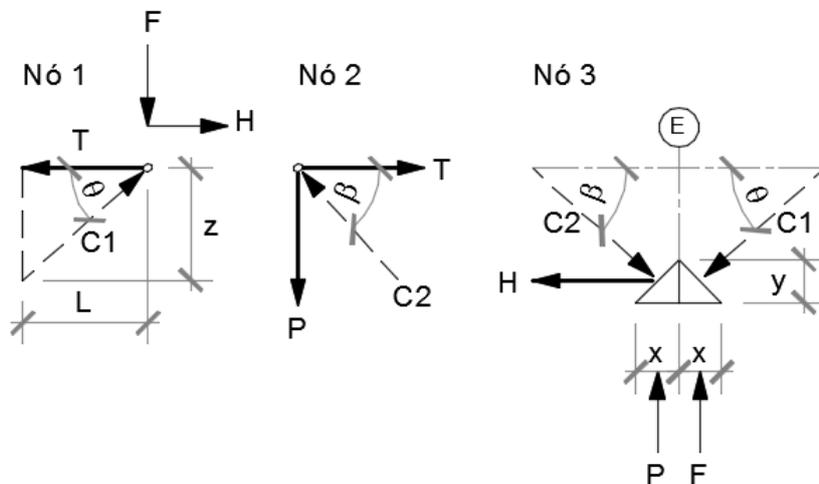


Figura 3-26 – Detalhe dos nós da treliça do consolo curto.

É em seguida avaliada a força de tração T necessária ao dimensionamento do tirante do consolo. Deve-se considerar que o comprimento x deve ser determinado de forma a manter as compressões no nó 3 dentro do limite f_{cd1} . Verifica-se que os elementos da treliça à esquerda do eixo E pertencem ao pilar e que seu correto dimensionamento depende da interação das solicitações atuantes no pilar com os consequentes das forças aplicadas ao consolo. O desenvolvimento a seguir segue o apresentado por SANTOS e STUCCHI (2012).

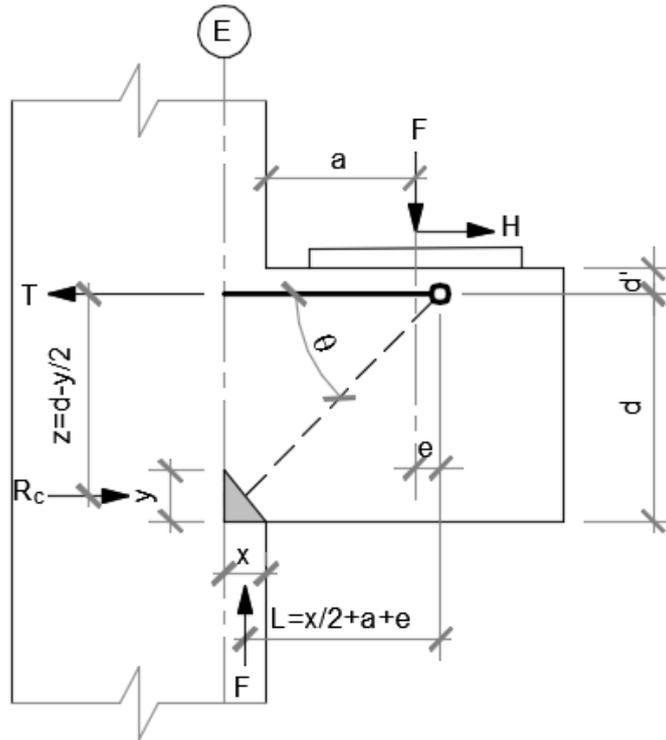


Figura 3-27 – Modelo de bielas e tirantes de consolo curto.

Excentricidade da força vertical devida à força horizontal:

$$e = \frac{H_d}{F_d} \cdot d' \quad (3.22)$$

A largura x que satisfaz a tensão limite de f_{cd1} é dada por:

$$x = \frac{F_d}{b \cdot f_{cd1}} \quad (3.23)$$

A força de tração no tirante é a definida na Equação (3.17)

$$T_d = F_d \cdot \cotg \theta + H_d \quad (3.24)$$

$$\cotg \theta = \frac{L}{z} = \frac{y}{x} \quad (3.25)$$

Desenvolvendo-se a Equação (3.25) é possível determinar a altura y ;

$$L \cdot x = y \cdot z$$

$$L \cdot x - y \cdot (d - y/2) = 0$$

$$y^2/2 - y \cdot d + L \cdot x = 0$$

$$y = \frac{d \pm \sqrt{d^2 - 4 \cdot 0,5 \cdot L \cdot x}}{2 \cdot 0,5}$$

$$y = d - \sqrt{d^2 - 2 \cdot L \cdot x} \quad (3.26)$$

A definição de y permite a obtenção de z e o cálculo correto da armadura A_s . As demais verificações de projeto para cada tipo de ligação são definidas no item 7.2 da NBR 9062 (2017).

Essa norma faz também algumas sugestões quanto ao projeto de consolos curtos que são reproduzidas a seguir.

A armadura no tirante pode ser calculada aproximadamente como:

$$A_{s,tir.} = \frac{(0,1 + a/d)F_d + H_d}{f_{yd}} \geq A_{s,tir.mín.} = \frac{0,04 \cdot b \cdot d \cdot f_{ck}}{f_{yk}} \quad (3.27)$$

O diâmetro da barra e o espaçamento em planta são limitados, respectivamente, a:

$$\phi_{tir.} \leq \begin{cases} b/8 \\ h/8 \\ 25 \text{ mm} \end{cases} \quad (3.28)$$

$$S_{tir.} \leq \begin{cases} 15 \phi \\ d \end{cases} \quad (3.29)$$

Além da armadura no tirante a NBR 6118 (2014) recomenda uma armadura de costura de 40% da armadura do tirante, que deve ser distribuída a $2/3 \cdot d$, para uma ruptura mais dúctil (Figura 3-28):

$$\left(\frac{A_s}{s}\right)_{cost.} = \frac{0,4 \cdot (0,1 + a/d)F_d}{d \cdot f_{yd}} \geq \left(\frac{A_s}{s}\right)_{cost.mín.} = 0,15 \cdot b \text{ (cm}^2\text{/m)} \quad (3.30)$$

O diâmetro e o espaçamento na vertical são limitados, respectivamente, a:

$$\varnothing_{cost.} \leq \begin{cases} b/15 \\ h/15 \end{cases} \quad (3.31)$$

$$S_{cost.} \leq \begin{cases} 10 \text{ cm} \\ a \end{cases} \quad (3.32)$$

No seu item 7.3.4.1. a NBR 9062 (2017) sugere que em consolos curtos a tensão de compressão na biela inclinada deva ser limitada a f_{cd} para forças diretas e a $0,85 f_{cd}$ para forças indiretas, o que não coincide com a tensão limite de f_{cd1} estabelecida na NBR 6118 (2014).

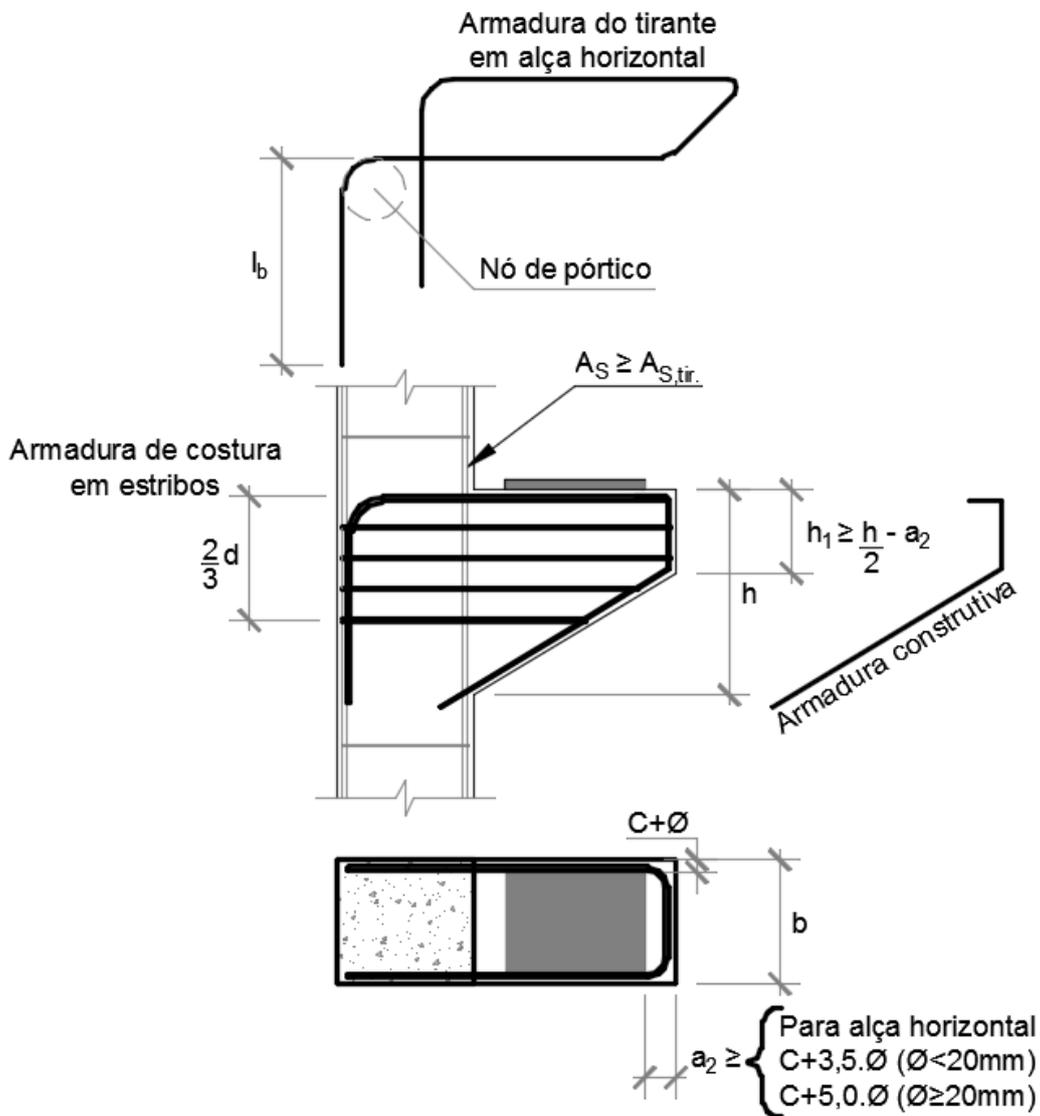


Figura 3-28 – Detalhes geométricos de forma e armadura típicos.

Dependendo da razão vão/altura do consolo, pode ser necessário utilizar estribos verticais.

3.7. Transição de pilares

Muitas vezes, para atender critérios arquitetônicos, ou devido à redução das cargas da parte inferior dos prédios para a superior, é necessário variar a seção transversal de um pilar de um pavimento para outro. Essa transição merece um tratamento adequado de forma a garantir a transmissão das solicitações de maneira segura. São diversas as possibilidades de transição. Neste trabalho analisa-se a situação onde um pilar tem sua seção reduzida no pavimento superior mantendo-se a largura e uma das faces da borda em comum, resultando em uma força concentrada excêntrica na seção inferior, Na Figura 3-29 tem-se o esquema do modelo de bielas e tirantes da seção inferior do pilar.

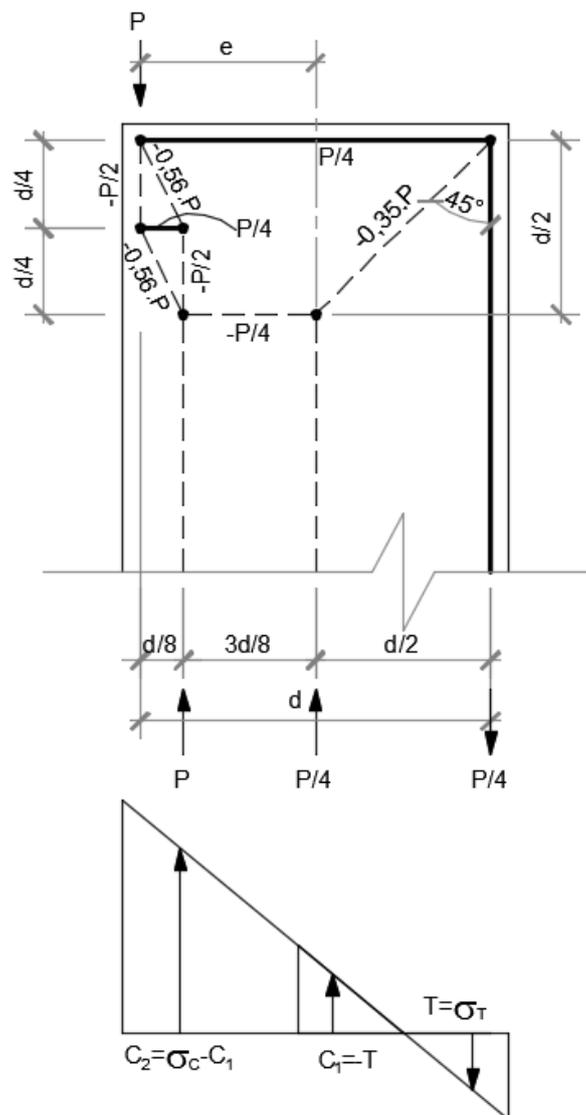


Figura 3-29 – Detalhe do modelo de bielas e tirantes de pilar com força excêntrica.

Nesse caso particular resultam as forças e as armaduras no tirante:

$$A_s = \frac{P_d/4}{f_{yd}} \quad (3.33)$$

Abaixo da força concentrada a armadura deve ser distribuída em uma faixa de $0,6.h$ para inibir o fendilhamento:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{P_d/4}{0,6 \cdot h \cdot f_{yd}} \quad (3.34)$$

3.8. Aberturas em lajes

No item 13.2.5.2 a NBR 6118 (2014) prevê a dispensa das verificações de aberturas em lajes armadas em duas direções desde que sejam atendidas as limitações geométricas detalhadas na Figura 3-30.

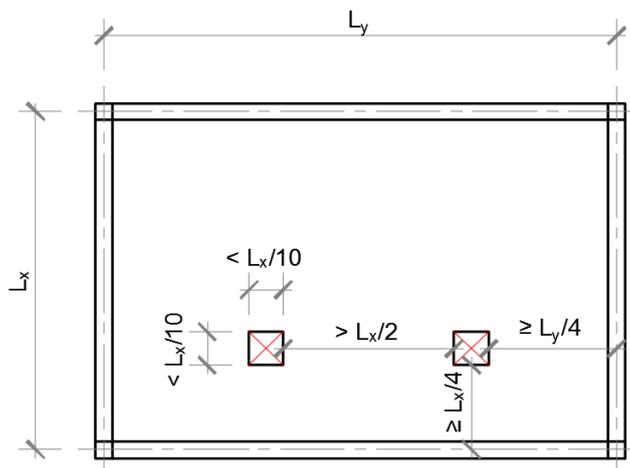


Figura 3-30 – Detalhe dos critérios para dispensa de verificação em aberturas em lajes armadas em duas direções.

No seu item 20.2 a NBR 6118 (2014) fornece uma sugestão de detalhamento nas regiões junto a aberturas e bordos livres. A Figura 3-31 apresenta uma simplificação mais prática desse detalhe (l_b é o comprimento de ancoragem e b é a dimensão da abertura).

No caso em que as limitações geométricas da NBR 6118 (2014) não puderem ser atendidas é necessário um cálculo mais preciso, recorrendo-se, por exemplo, a modelos em elementos finitos.

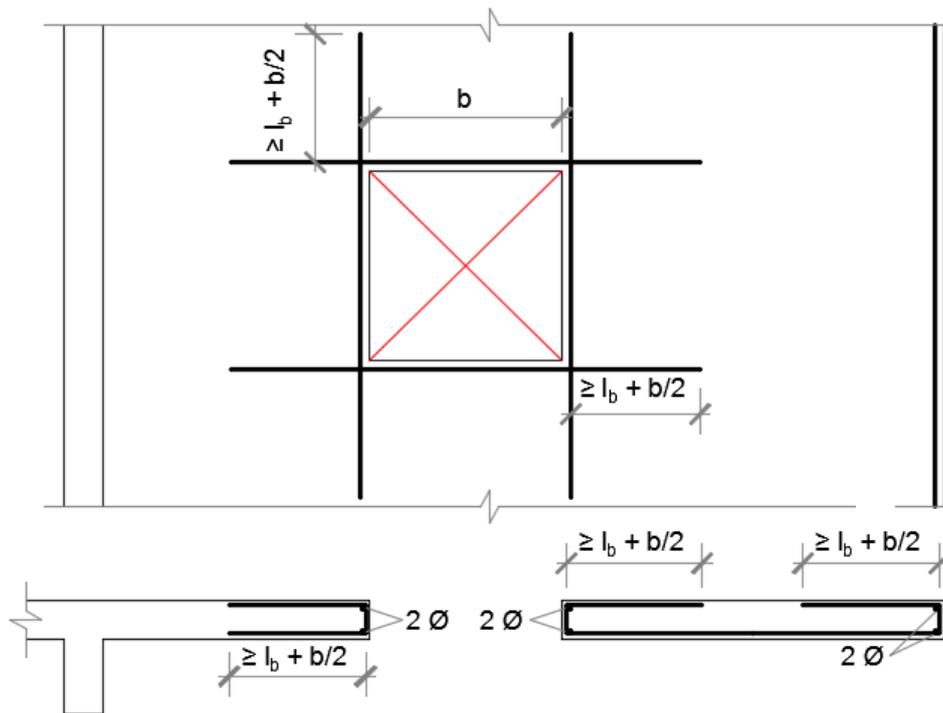


Figura 3-31 – Detalhamento de aberturas e bordos livres em lajes armadas em duas direções, adaptado da NBR 6118 (2014).

No caso de aberturas em lajes armadas em uma direção e em mesas de vigas T ou com seção caixão, é possível adotar os modelos de bielas e tirantes mostrados na Figura 3-32. O respectivo detalhamento de armaduras é mostrado na Figura 3-33.

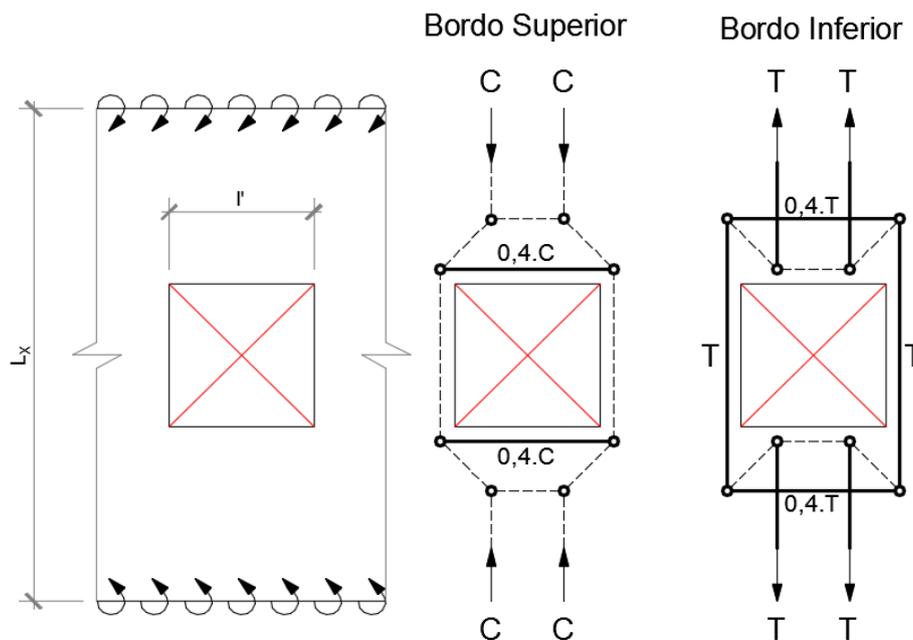


Figura 3-32 – Modelo de bielas e tirantes para abertura em lajes armadas em uma direção e mesas.

As resultantes de compressão e tração podem ser avaliadas como:

$$C = T = \frac{M \cdot l'}{2 \cdot z} \quad (3.35)$$

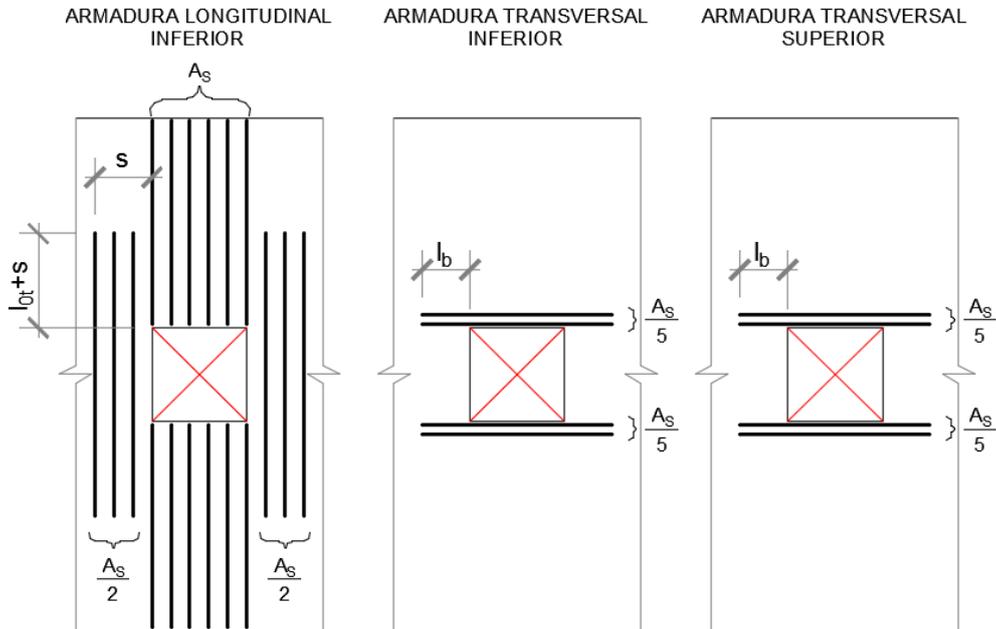


Figura 3-33 – Detalhamento das armaduras em aberturas em lajes armadas numa direção.

3.9. Blocos sobre estacas

Os blocos sobre estacas são elementos estruturais de transição entre as cargas das superestruturas e os elementos de fundação profunda.

BLÉVOT e FRÉMY (1967) desenvolveram o primeiro modelo de dimensionamento clássico aplicando bielas e tirantes. Esse modelo, aplicado a blocos de duas estacas é mostrado na Figura 3-34.

A Tabela 3-3 apresenta os valores de tração nos tirantes e as tensões máximas admissíveis de compressão nas bielas segundo BLÉVOT e FRÉMY (1967).

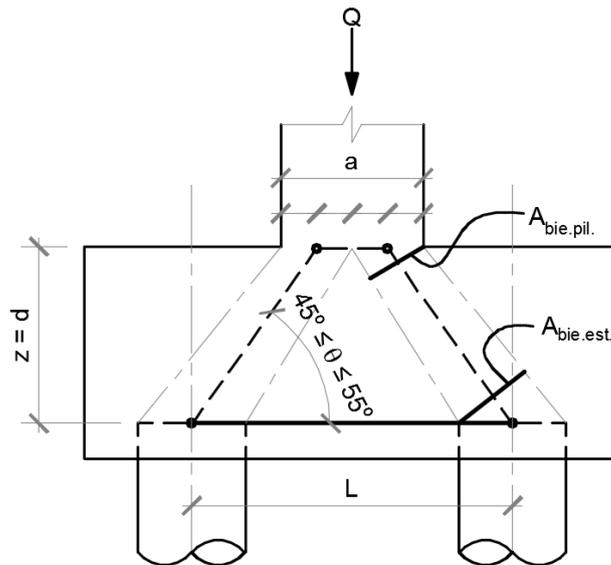


Figura 3-34 – Modelo de bielas e tirantes de BLÉVOT e FRÉMY (1967).

Nº est.	T	$\sigma_{c, \text{lim}}$
2	$\frac{Q}{4 \cdot z} \left(L - \frac{a}{2} \right)$	$0,6 f_{ck}$
3	$\frac{Q}{9 \cdot z} (L \cdot \sqrt{3} - 0,9 \cdot a)$	$0,75 f_{ck}$
4	$\frac{Q \cdot \sqrt{2}}{8 \cdot z} \left(L - \frac{a}{2} \right)$	$0,9 f_{ck}$

Tabela 3-3 – Forças de tração nos tirantes e tensões limites de compressão nas bielas propostos originalmente por BLÉVOT e FRÉMY (1967)

FUSCO (1995) descreve um aprimoramento desse modelo, que considera uma região comprimida no topo do bloco na região de contato com o pilar. A tensão máxima admitida na base do pilar é de $0,85 \cdot f_{cd}$. Admite-se então que a força resistida pela armadura do pilar seja transferida para o concreto ao longo do comprimento x de maneira que ocorra um alívio de tensão na área do pilar ampliada, sendo essa tensão limitada a $0,2 \cdot f_{cd}$.

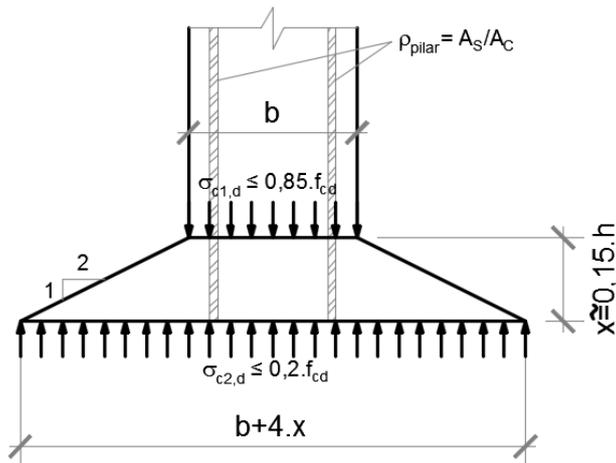


Figura 3-35 – Detalhe da região comprimida proposta por FUSCO (1995).

O autor ainda admite que a área da biela junto ao pilar seja função da área do pilar ampliada, com resistência limitada a f_{cd} , e a área da biela junto a estaca seja função da área da estaca ampliada, podendo seu diâmetro ser aumentado em 40% com resistência limitada a $0,25.f_{cd}$.

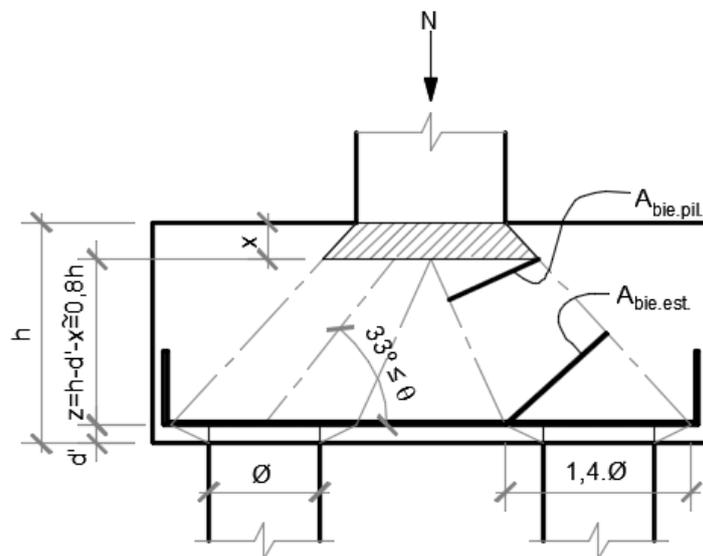


Figura 3-36 – Modelo de bielas e tirantes proposto por FUSCO (1995).

O modelo de bielas e tirantes para estacas é o que tem a maior diversidade de estudos. Diversas melhorias foram propostas por vários autores. Modelos de bielas e tirantes para diferentes números de estacas estão mostrados nas Figuras 3-37 e 3-38.

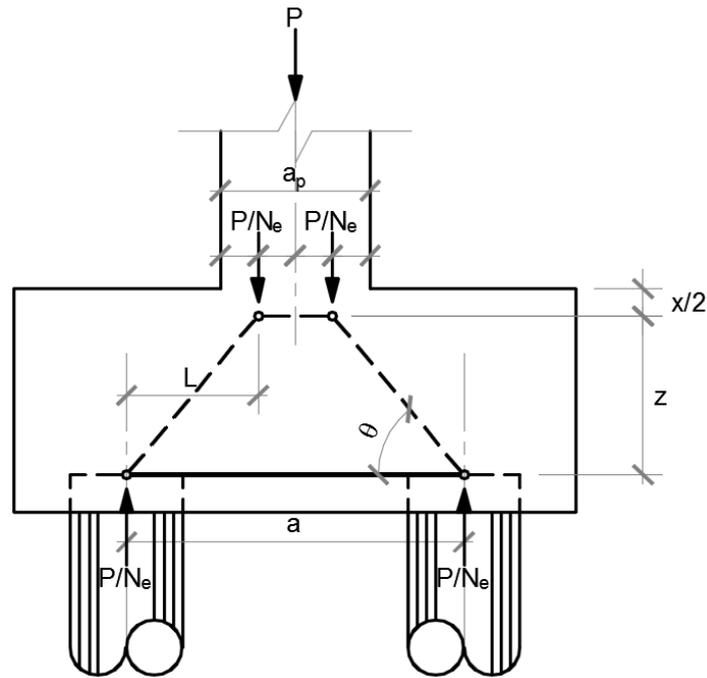


Figura 3-37 – Vista frontal do modelo de bielas e tirantes para blocos sobre estacas.

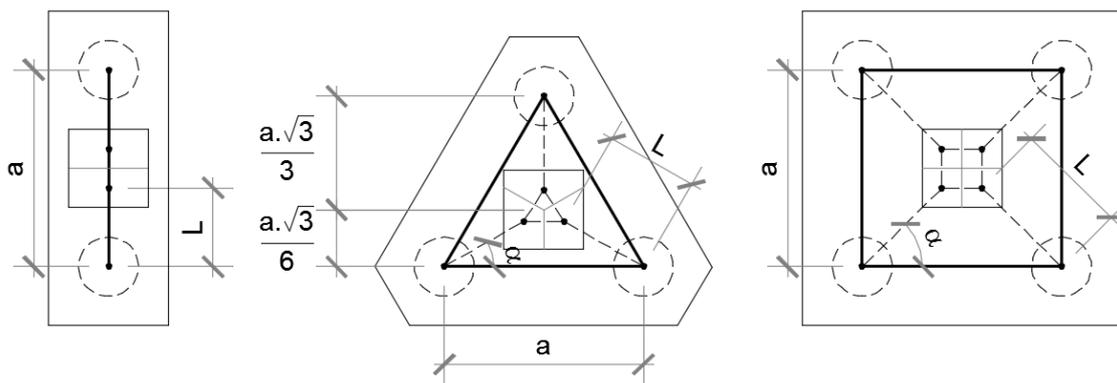


Figura 3-38 – Vista superior dos modelos de bielas e tirantes para blocos sobre estacas.

O comprimento L é definido pela distância do centro do pilar ao centro da estaca, menos a meia distância do centro do pilar à borda do pilar na direção da biela.

Para o caso de pilar central quadrado o comprimento L pode ser admitido de acordo com os dados fornecidos na Tabela 3-4, sendo N_e o número de estacas.

N_e	L	α
2	$\frac{a}{2} - \frac{a_p}{4}$	0°
3	$\frac{a \cdot \sqrt{3}}{3} - 0,3 \cdot a_p$	30°
4	$\frac{a \cdot \sqrt{2}}{2} - \frac{a_p \cdot \sqrt{2}}{4}$	45°

Tabela 3-4 – Dados do modelo, para um pilar central quadrado.

A altura x para resistir as forças de compressão pode ser obtida com o equilíbrio das forças em relação ao ponto A (centro do topo da estaca), como mostrado na Figura 3-39 (OLIVEIRA, 2009).

$$\Sigma F_A = 0$$

$$F_c \cdot z = \frac{P}{N_e} \cdot L$$

$$x \cdot b_p \cdot f_{cd1} \cdot \left(d - \frac{x}{2}\right) - \frac{P}{N_e} \cdot L = 0 \quad (3.36)$$

$$x = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot (P/N_e) \cdot L}{b \cdot f_{cd1}}} \quad (3.37)$$

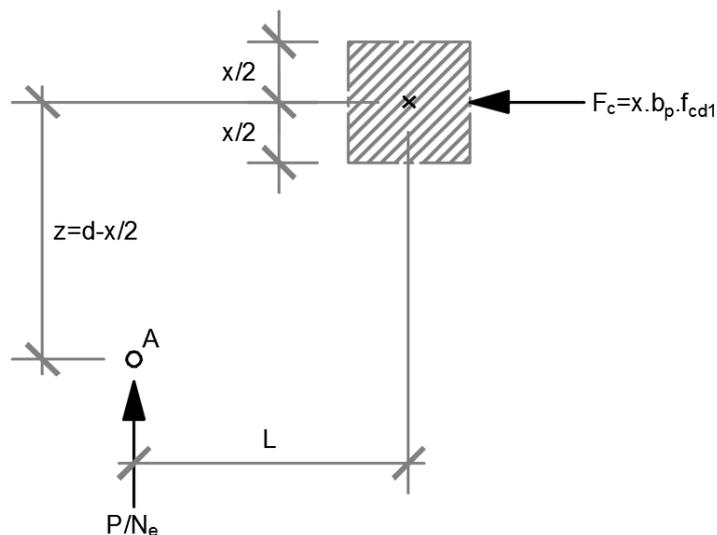


Figura 3-39 – Equilíbrio das forças no bloco sobre estacas.

Para o ângulo θ da biela é recomendável que atenda o intervalo entre $45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$ para garantir o comportamento como bloco rígido. Assim, a razão z/L fica limitada às tangentes do ângulo θ mínimo e máximo admissíveis.

$$\theta = \text{tg}^{-1}(Z/L) \rightarrow 45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ \quad (3.38)$$

É necessário verificar as tensões nas bielas junto ao pilar e junto às estacas. As tensões na base do pilar se espalham conforme o ângulo θ , podendo as tensões nas bielas junto ao pilar serem calculadas para uma área de pilar ampliada.

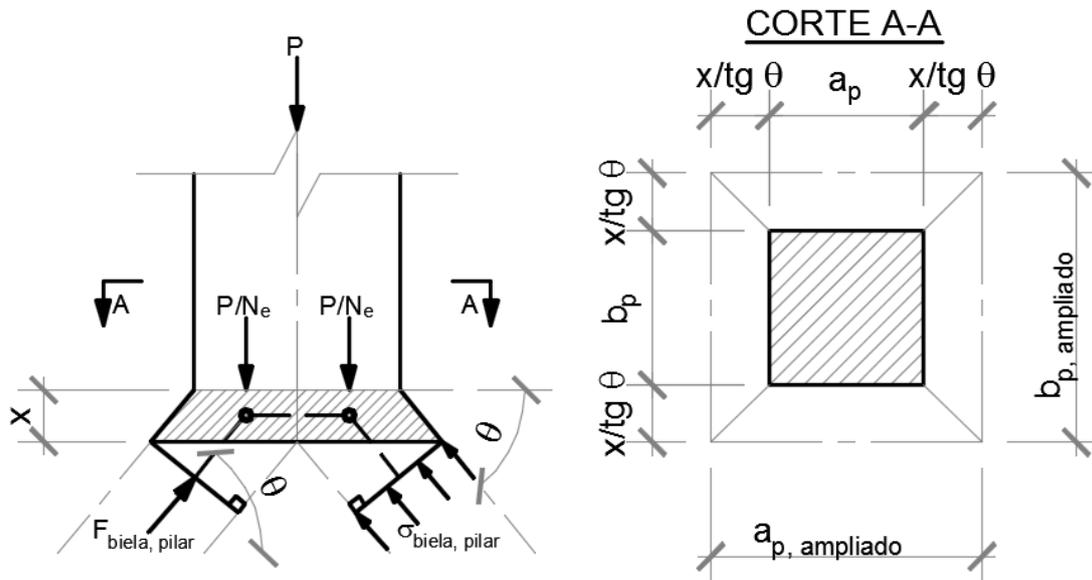


Figura 3-40 – Detalhe esquemático do comportamento das tensões de compressão na base do pilar.

A área ampliada do pilar fica:

$$A_{p,ampl.} = \left(a_p + 2 \cdot \frac{X}{\text{tg } \theta} \right) \cdot \left(b_p + 2 \cdot \frac{X}{\text{tg } \theta} \right) \quad (3.39)$$

Para a área da biela junto ao pilar tem-se:

$$A_{b,pilar} = \frac{A_{p,ampl.}}{N_e} \cdot \text{sen } \theta \quad (3.40)$$

A força resultante na biela junto ao pilar é dada por:

$$F_{b,pilar} = \frac{P_d}{N_e \cdot \text{sen } \theta} \quad (3.41)$$

A tensão na biela junto ao pilar é dada por:

$$\sigma_p = \frac{F_{b,pilar}}{A_{b,pilar}} \rightarrow \frac{P_d}{N_e \cdot \text{sen } \theta \cdot A_{b,pilar}} \rightarrow \frac{P_d}{N_e \cdot \text{sen } \theta \cdot \frac{A_{p,ampl.}}{N_e} \cdot \text{sen } \theta}$$

$$\sigma_p = \frac{P_d}{A_{p,ampl.} \cdot (\text{sen } \theta)^2} \leq f_{cd1} \quad (3.42)$$

A tensão na biela junto à estaca fica:

$$A_{b,estaca} = A_{estaca} \cdot \text{sen } \theta$$

$$\sigma_e = \frac{F_{b,pilar}}{A_{b,estaca}} \rightarrow \frac{P_d}{N_e \cdot \text{sen } \theta \cdot A_{b,estaca}} \rightarrow \frac{P_d}{N_e \cdot \text{sen } \theta \cdot A_{estaca} \cdot \text{sen } \theta}$$

$$\sigma_e = \frac{P_d/N_e}{A_{estaca} \cdot (\text{sen } \theta)^2} \leq f_{cd3} \quad (3.43)$$

Conhecendo-se a geometria do modelo e verificada a segurança das bielas é possível determinar as armaduras.

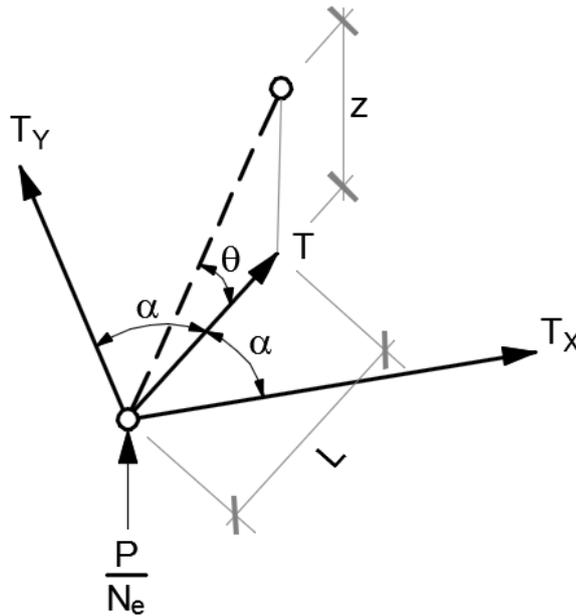


Figura 3-41 – Modelo tridimensional de bielas e tirantes para blocos sobre estacas.

Forças nos tirantes:

$$\frac{P/N_e}{z} = \frac{T}{L} \rightarrow T = \frac{P \cdot L}{N_e \cdot z} \quad (3.44)$$

$$T_x = T_y = T \cdot \cos \alpha \quad (3.45)$$

Com momentos fletores na base dos pilares e supondo-se que o bloco se comporta como corpo rígido, as forças nas estacas são dadas por:

$$P_e = \frac{N}{N_e} \pm \frac{M_x}{\sum r_x^2} \cdot r_{x,i} \pm \frac{M_y}{\sum r_y^2} \cdot r_{y,i} \quad (3.46)$$

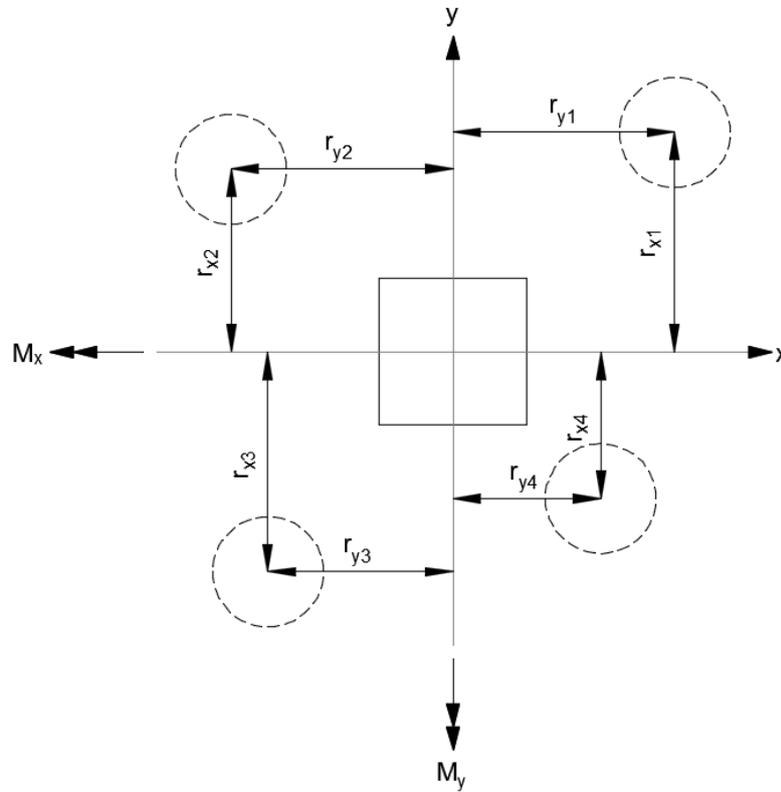


Figura 3-42 – Definição da geometria para a consideração de momentos no bloco.

A altura do bloco comprimido pode ser calculada para a estaca mais comprimida, como:

$$x = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot P_{e,máx} \cdot L}{b \cdot f_{cd1}}} \quad (3.47)$$

As tensões nas bielas junto ao pilar podem ser calculadas de forma simplificada considerando-se o valor de \$P_{e,máx}\$:

$$\sigma_p = \frac{P_{e,máx} \cdot N_e}{A_{p,ampl.} \cdot (\text{sen } \theta)^2} \leq f_{cd1} \quad (3.48)$$

$$\sigma_e = \frac{P_{e,máx}}{A_{estaca} \cdot (\text{sen } \theta)^2} \leq f_{cd3} \quad (3.49)$$

$$T = P_{e,máx} \cdot (L/z) \quad (3.50)$$

Em caso de estaca tracionada é necessário criar um modelo de bielas e tirantes específico, como mostrado na Figura 3-43:

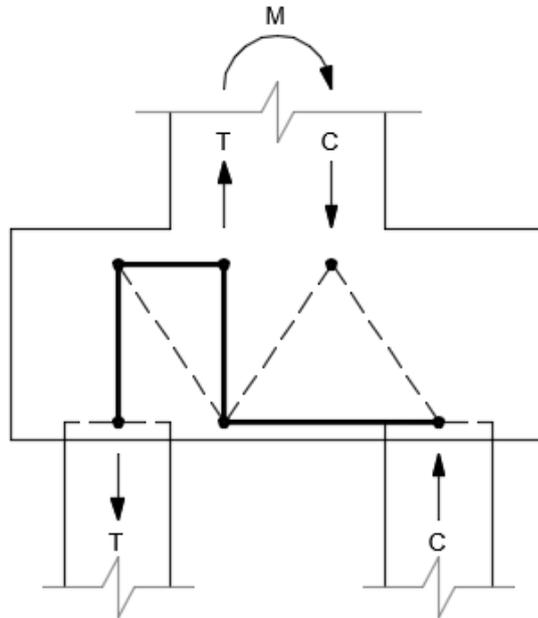


Figura 3-43 – Exemplo de modelo de bielas e tirantes para bloco com estaca tracionada.

Quanto ao detalhamento as armaduras do tirante devem ser concentradas sobre as estacas (podendo ser distribuídas numa faixa de até $1,2 \varnothing$ (diâmetro da estaca) com no mínimo 85% sobre as estacas). As demais armaduras devem garantir o controle da abertura de fissuras.

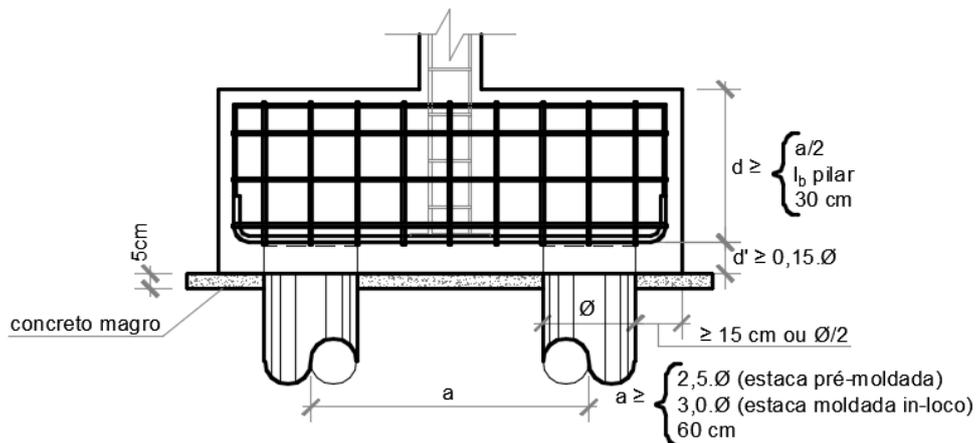


Figura 3-44 – Detalhes geométricos de forma e armação típicos de blocos sobre estacas.

3.10. Sapatas Rígidas

Sapatas são elementos de fundação superficial que transmitem a carga dos pilares ao solo. Os modelos de bielas e tirantes são similares aos do bloco sobre quatro estacas.

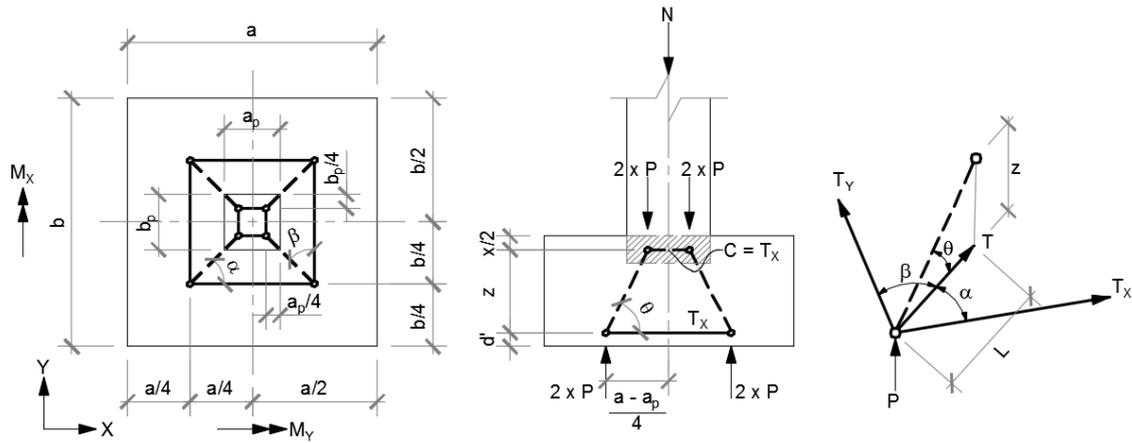


Figura 3-45 – Modelos de bielas e tirantes para sapatas rígidas.

Para uma sapata com momento atuando nas duas direções, a reação total P em cada quadrante pode ser determinada conforme mostrado no *fib* (2011):

$$P = \frac{N}{4} \pm \frac{M_x}{a/2} \cdot \frac{1}{2} \pm \frac{M_y}{b/2} \cdot \frac{1}{2} \quad (3.51)$$

O comprimento L corresponde à distância do centro do pilar ao centro do quadrante, menos a meia distância do centro do pilar à borda do pilar na direção da biela:

$$L = \sqrt{\left(\frac{a - a_p}{4}\right)^2 + \left(\frac{b - b_p}{4}\right)^2} \quad (3.52)$$

Assim as forças nas armaduras podem ser calculadas a partir do quadrante mais carregado:

$$T = \frac{P \cdot L}{z} \rightarrow T_x = \frac{P \cdot L}{z} \cdot \cos \alpha ; T_y = \frac{P \cdot L}{z} \cdot \cos \beta \quad (3.53)$$

A armadura $A_{S,a}$ distribuída ao longo da largura “a” e a armadura $A_{S,b}$ distribuída ao longo da largura “b” são dadas por:

$$A_{S,a} = \frac{T_y}{(a/2) \cdot f_{yd}} = cm^2/m \quad (3.54)$$

$$A_{S,b} = \frac{T_x}{(b/2) \cdot f_{yd}} = cm^2/m \quad (3.55)$$

Para se determinar a correta altura do braço de alavanca é necessário calcular a altura do bloco comprimido. Pela Figura 3-45 observa-se que a biela mais comprimida tem a mesma força do tirante mais tracionado.

Assim, para se determinar a altura x tem-se que:

$$C = T \cdot \cos \alpha \rightarrow \sigma_c = \frac{P \cdot L \cdot \cos \alpha}{z \cdot X \cdot b_p / 2} \leq f_{cd1} \rightarrow \frac{2 \cdot P \cdot L \cdot \cos \alpha}{f_{cd1} \cdot b_p} \leq z \cdot x \quad (3.56)$$

Onde:

$$z = d - x/2 \quad (3.57)$$

$$\varphi_x = \frac{2 \cdot P \cdot L \cdot \cos \alpha}{b_p \cdot f_{cd1}} \quad (3.58)$$

Dessa forma tem-se para x :

$$x^2/2 - d \cdot x + \varphi = 0$$

$$x = \frac{-(-d) \pm \sqrt{d^2 - 4 \cdot (1/2) \cdot \varphi}}{2 \cdot (1/2)} \rightarrow x = d - \sqrt{d^2 - 2 \cdot \varphi} \quad (3.59)$$

Quando os comprimentos das abas são iguais nas duas direções ($a - a_p = b - b_p$), os ângulos α e β são de 45° , formando um modelo quadrado de bielas e tirantes. Para essas condições o dimensionamento fica ainda mais simplificado:

$$L = \sqrt{\left(\frac{a - a_p}{4}\right)^2 + \left(\frac{a - a_p}{4}\right)^2} \rightarrow L = \sqrt{2 \left(\frac{a - a_p}{4}\right)^2} \rightarrow L = \frac{a - a_p}{4} \sqrt{2} \quad (3.60)$$

$$T = \frac{P \cdot L}{4 \cdot z} \rightarrow T_x = T_y = \frac{P \cdot (a - a_p)}{16 \cdot z} \sqrt{2} \cdot \cos 45^\circ = \frac{P \cdot (a - a_p)}{16 \cdot z} \quad (3.61)$$

$$A_{s,a} = \frac{T_y}{(a/2) \cdot f_{yd}} = \frac{P \cdot (a - a_p)}{8 \cdot a \cdot z \cdot f_{yd}} \quad (3.62)$$

$$C = T = \frac{P \cdot (a - a_p)}{16 \cdot z} \rightarrow \sigma_c = \frac{P \cdot (a - a_p)}{x \cdot b_p / 2} \leq f_{cd1} \rightarrow \frac{P \cdot (a - a_p)}{8 \cdot b_p \cdot f_{cd1}} \leq z \cdot x \quad (3.63)$$

$$\varphi_x = \frac{P \cdot (a - a_p)}{8 \cdot b_p \cdot f_{cd1}} \quad (3.64)$$

Também é necessário verificar a tensão resistente de compressão diagonal do concreto no contorno do pilar de maneira que $\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd2}$.

$$\sigma = \frac{P_d}{a \cdot b} \quad (3.65)$$

$$F_{Sd} = P_d - (\sigma \cdot a_p \cdot b_p) \quad (3.66)$$

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{Sd}}{(2 \cdot a_p + 2 \cdot b_p) \cdot d} \quad (3.67)$$

$$\tau_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{V2} \cdot f_{cd} \quad (3.68)$$

Para se garantir o comportamento de sapata rígida a mesma deve ter uma altura mínima que forneça o ângulo do caimento superior a 30° para permanecer dentro do cone de punção. Fica a verificação à punção somente para o caso da sapata flexível, calculada conforme o item 19.5 da NBR 6118 (2014).

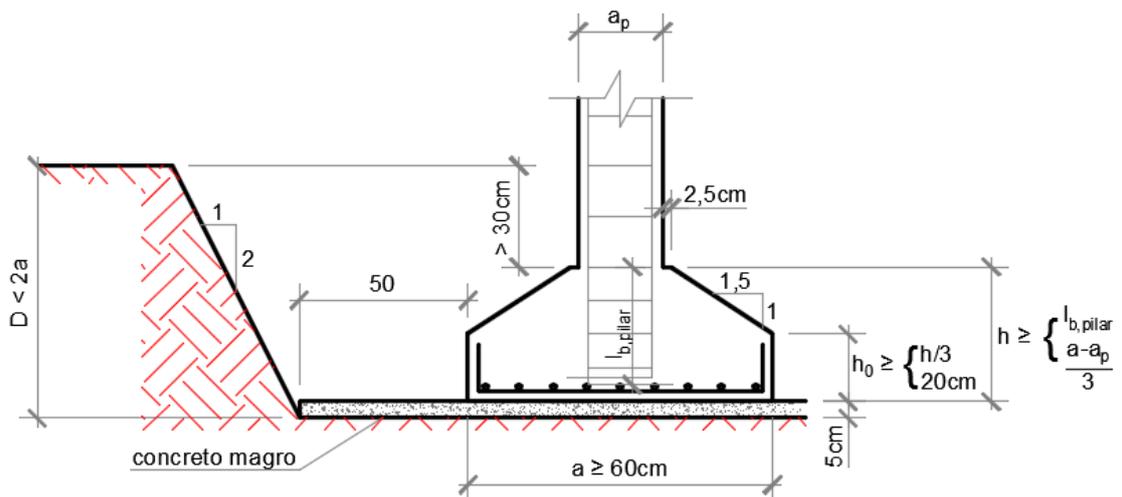


Figura 3-46 – Detalhes geométricos de forma e armação típicos para sapatas rígidas.

4. ANÁLISE DOS ELEMENTOS ESPECIAIS DA EDIFICAÇÃO COM AUXÍLIO DO CAD/TQS

4.1. O “software” CAD/TQS

O “software” CAD/TQS, desenvolvido pela TQS Informática Ltda. desde 1986, é uma ferramenta a serviço do engenheiro calculista na concepção e análise estrutural, dimensionamento e detalhamento de armaduras, plotagem e gerenciamento de desenhos de todo o projeto estrutural de edificações em concreto armado, protendido, pré-moldado e em alvenaria estrutural. Lembra-se que o projeto é de total responsabilidade do engenheiro, pois o CAD/TQS não toma decisões de engenharia, devendo o calculista validar os dados de entrada e os resultados obtidos, realizando as alterações necessárias para garantir a segurança, qualidade e durabilidade da estrutura. Para o desenvolvimento desta dissertação foi utilizada a versão Unipro V18.18.14.

4.2. Modelo do edifício

Foi concebido um edifício de modelo estrutural tipo IV com quatro classes de pavimentos; fundação, primeiro, cobertura e ático, todos com o modelo estrutural de grelhas de lajes planas. Foi adotada uma classe de agressividade ambiental II e $f_{ck} = 25$ MPa para todos os elementos. Para os cobrimentos foi considerado 2,5 cm para lajes e 3 cm para vigas, pilares e elementos em contato com o solo.

O TQS exige o fornecimento dos dados de entrada para o cálculo das forças horizontais de vento, tendo sido adotados os seguintes parâmetros:

- $V_0=35\text{m/s}$;
- $S_1=1$;
- S_2 – categoria II e classe A;
- $S_3=1$;
- $C.A.=0,97(0^\circ \text{ e } 180^\circ)$ e $1,13(90^\circ \text{ e } 270^\circ)$.

Face à interoperabilidade existente entre o TQS e Revit foi possível exportar o modelo do TQS, após a conclusão dos cálculos, para o Revit. A seguir podem ser vistos os desenhos das formas da edificação em estudo com as duas soluções de fundação analisadas.



Figura 4-1 – Vista 3D da edificação.

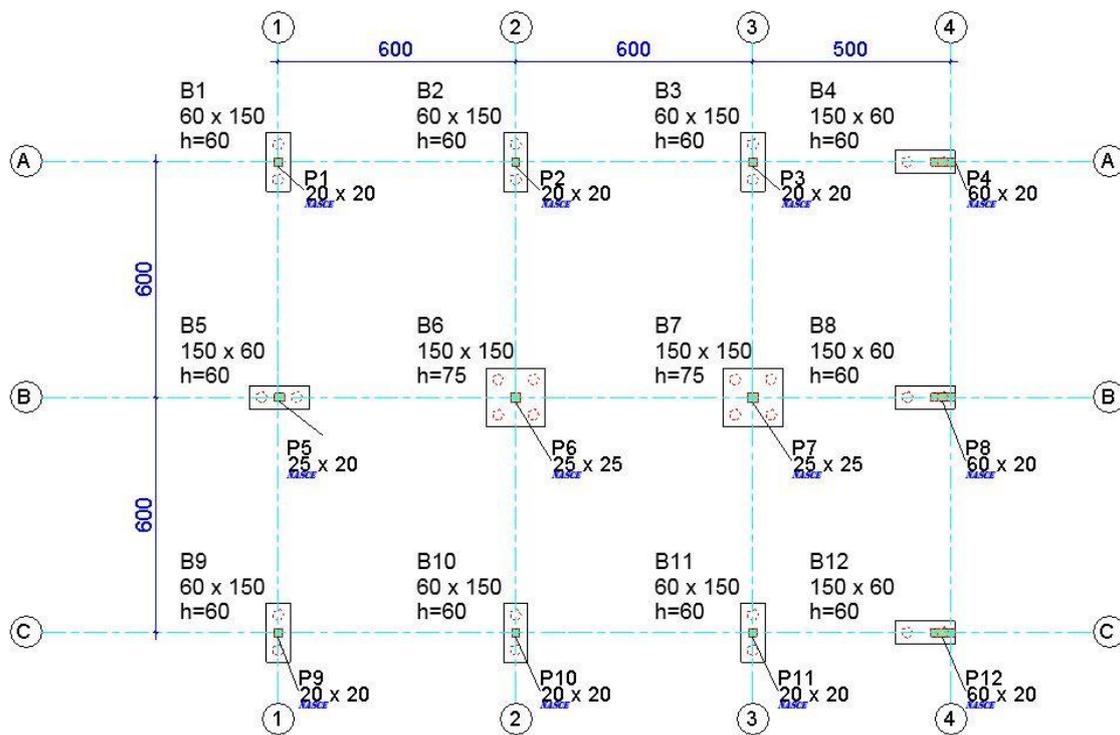


Figura 4-2 – Solução 1, de fundação em blocos sobre estacas.

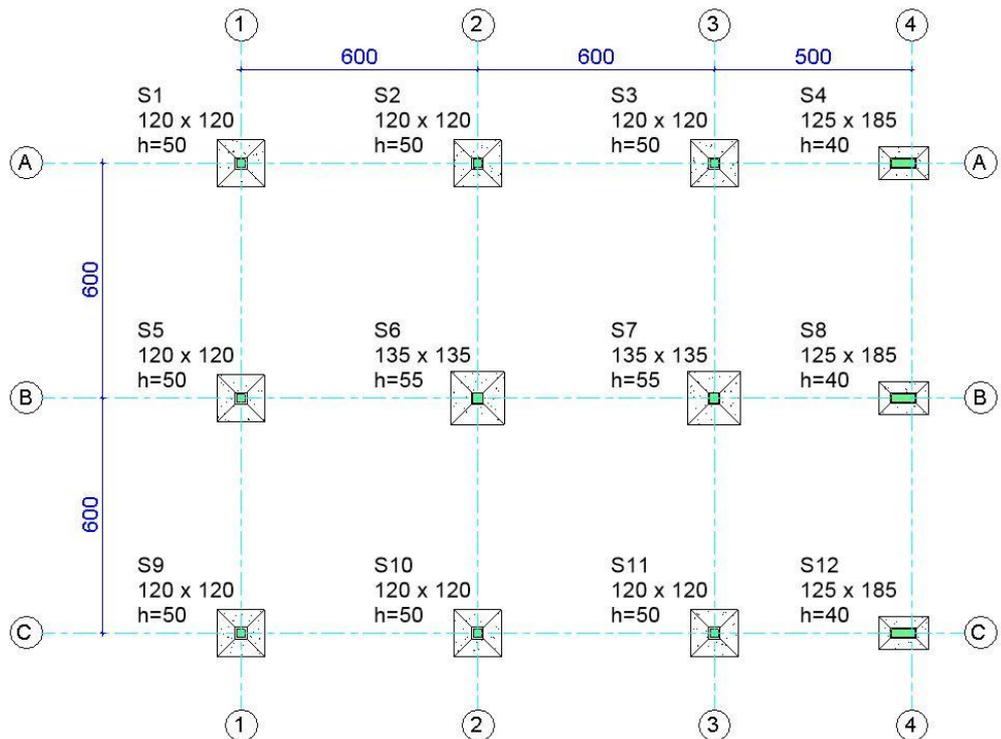


Figura 4-3 – Solução 2, de fundação em sapatas.

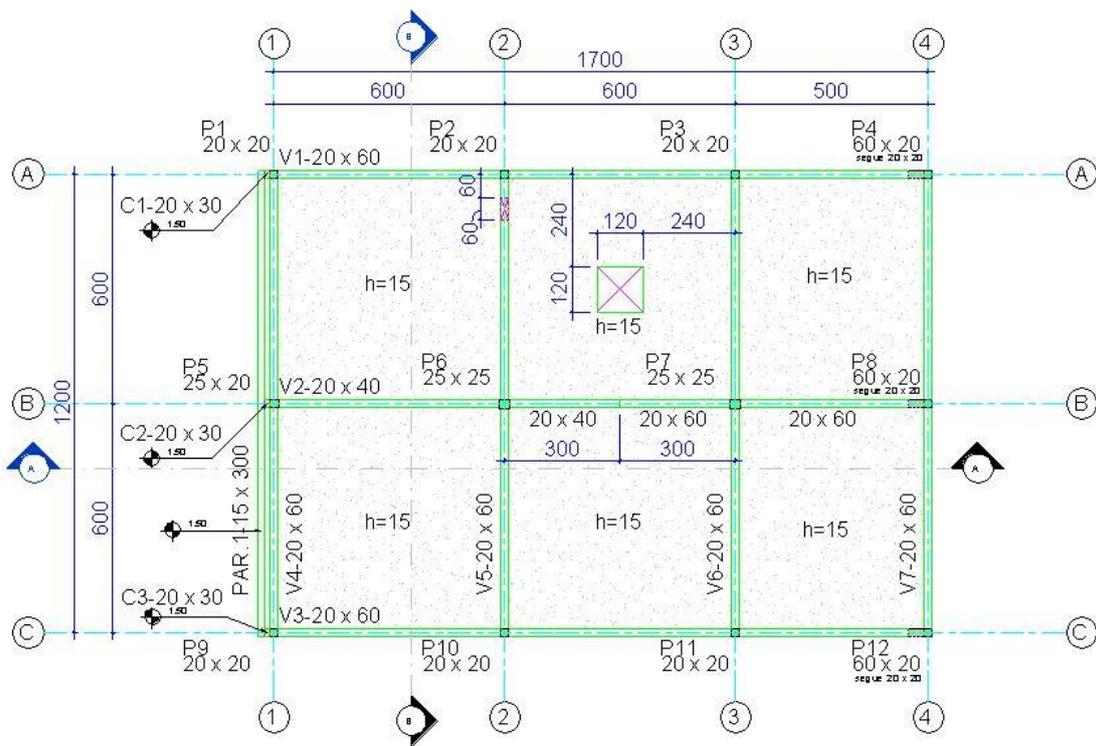


Figura 4-4 – Planta do 1º pavimento.

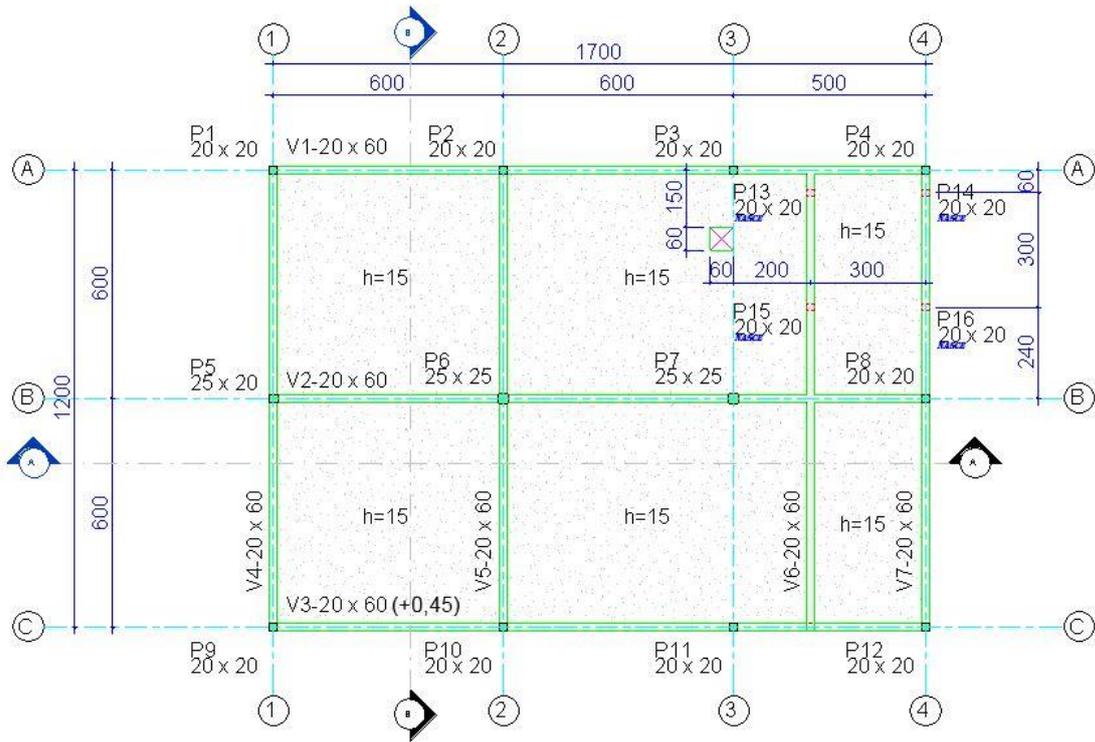


Figura 4-5 – Planta da cobertura.

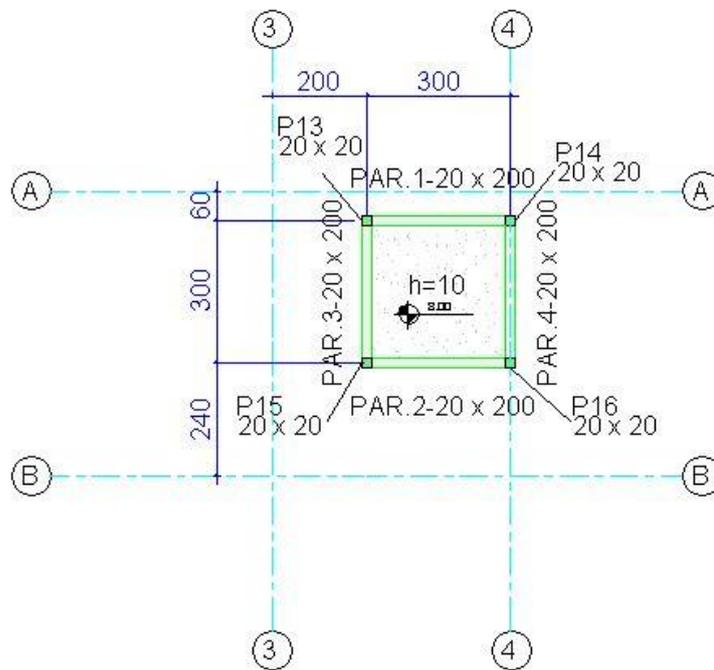


Figura 4-6 – Planta da caixa d'água.

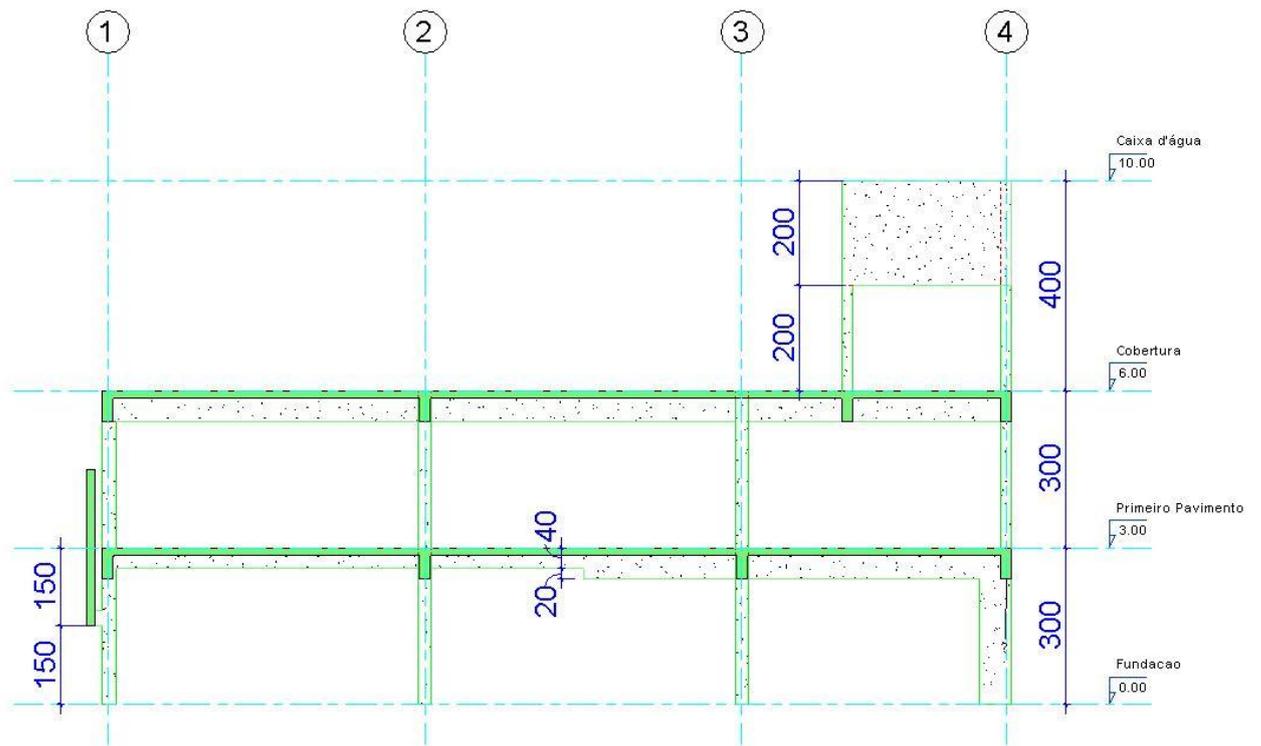


Figura 4-7 – Corte A.

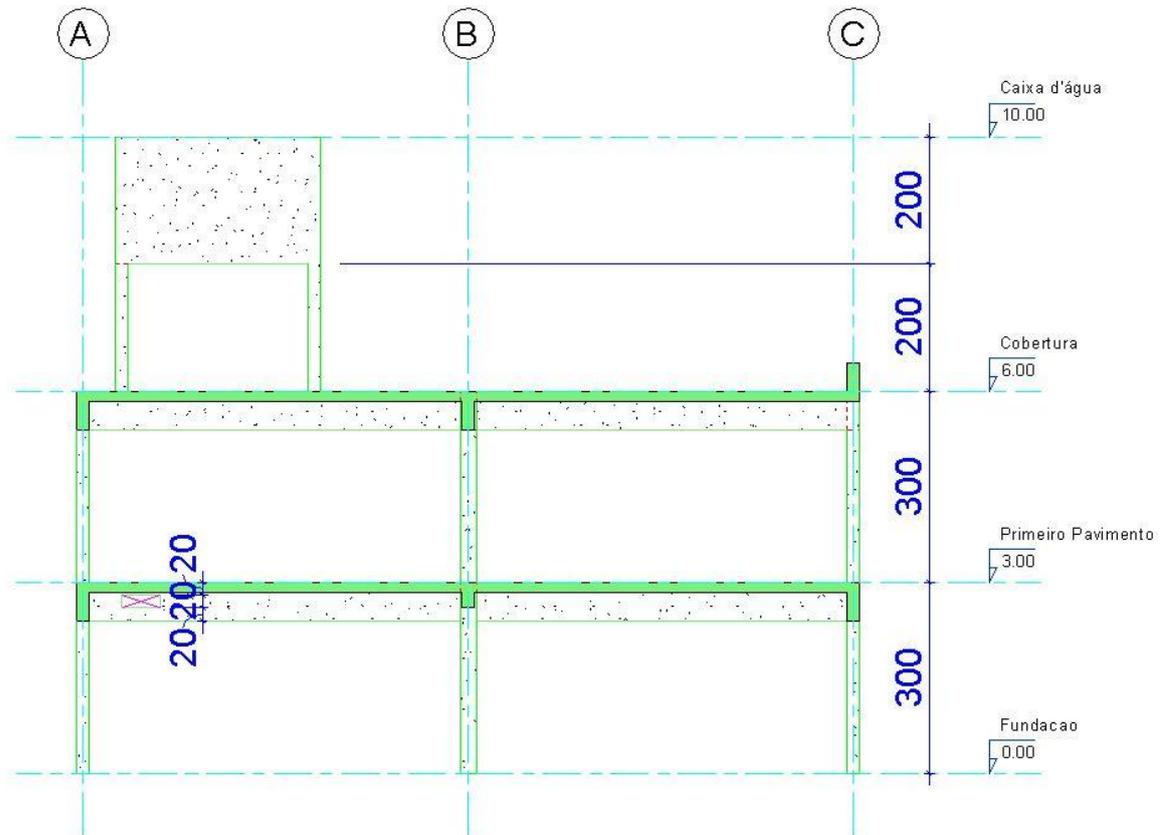


Figura 4-8 – Corte B.

4.3. Viga V5 do primeiro pavimento com abertura

O TQS não faz distinção quanto à nomenclatura de furos e aberturas como a NBR 6118 (2014), tratando qualquer orifício com a nomenclatura de furo.

No CAD/Vigas as armaduras no contorno da abertura são calculadas baseadas na hipótese de funcionamento da Viga Vierendeel, como exposto por LEONHARDT e MÖNNING (1978). Essa hipótese é contrariada pelos modelos de bielas e tirantes e com ela não se consegue justificar o equilíbrio da seção transversal analisada, o que não a torna uma solução de dimensionamento correta.

O procedimento considerado na aplicação da hipótese da Viga Vierendeel é reproduzida de LEONHARDT e MÖNNING (1978) na Figura 4-9. A Figura 4-10 reproduz os diagramas de esforços na viga V5 obtidos com o TQS. Os detalhes de armação do TQS são mostrados na Figura 4-11.

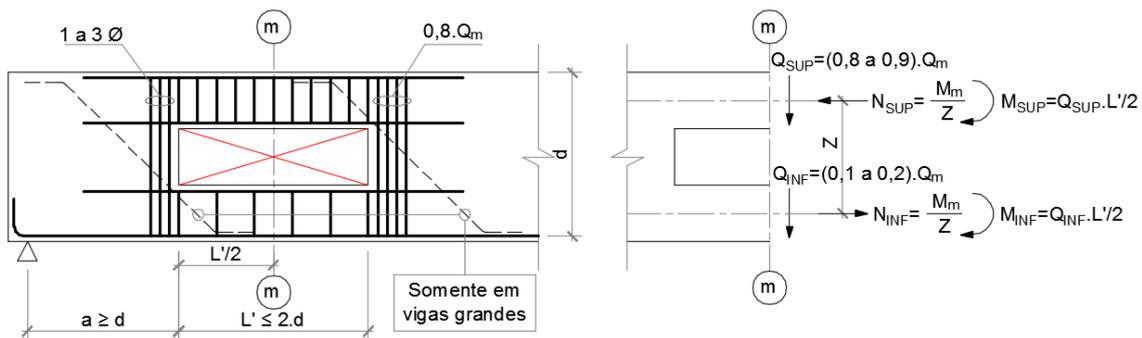


Figura 4-9 – Ilustração do procedimento considerado na aplicação da Viga Vierendeel.

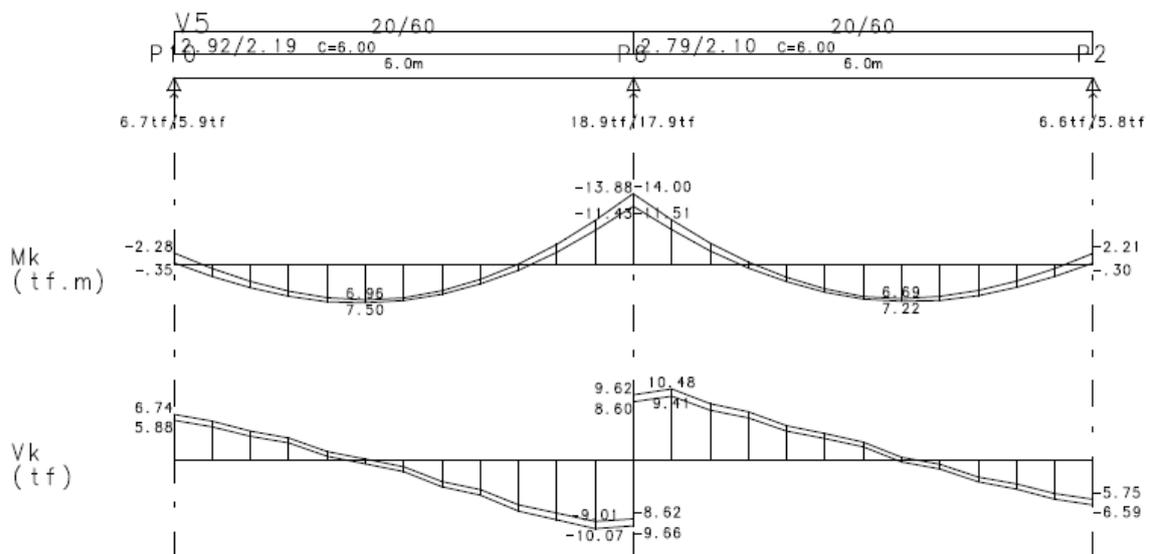


Figura 4-10 – Diagrama de solicitações da viga V5.

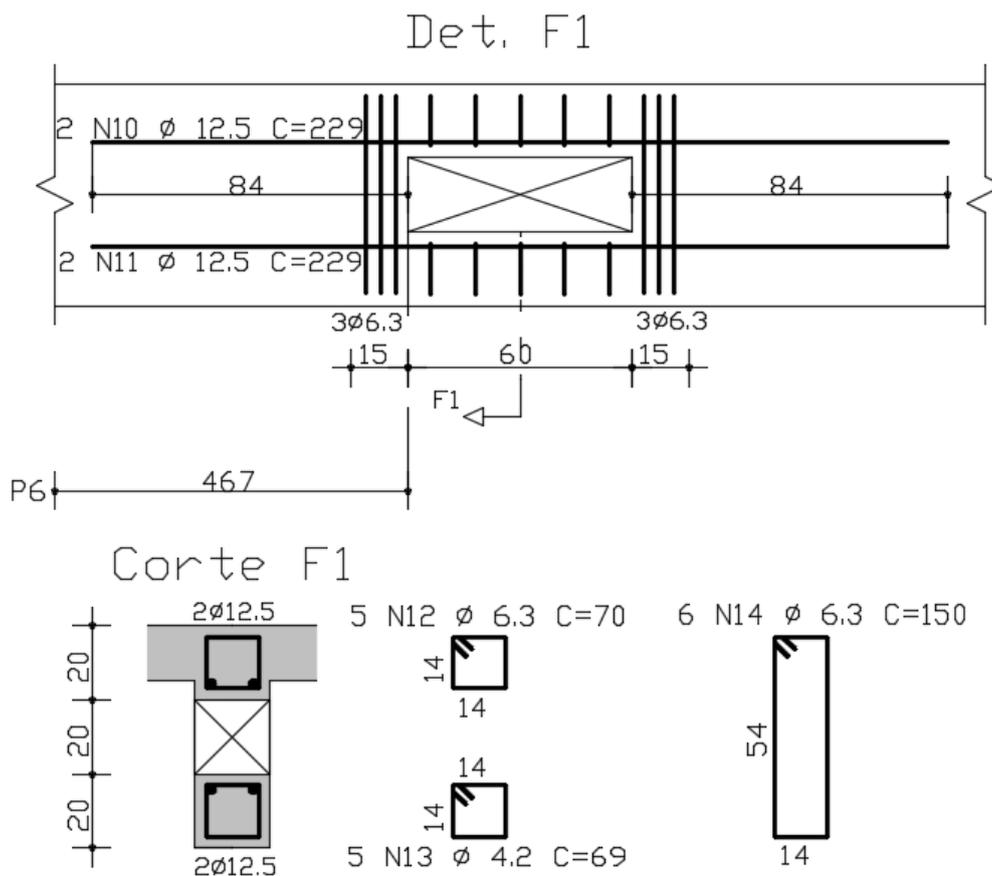


Figura 4-11 – Detalhamento das armaduras no furo gerado pelo CAD/Vigas.

4.4. Viga V2 do primeiro pavimento com variação de seção

Era intenção deste trabalho verificar uma variação de seção no meio do vão entre os pilares P7 e P8. Porém, ao realizar o processamento esse é interrompido devido a um aviso de “classe grave”. Nesse é reconhecido que a viga V2 tem seção variável e este recurso não é disponível nessa versão do sistema, sendo recomendado que a viga seja modificada para uma única seção ou que se usem duas vigas independentes (apesar de ser possível modelar essa variação no meio do vão).

Tentou-se utilizar esse recurso para modelar um pilar nascendo na viga onde a variação de altura ocorre, mas novamente o processamento foi interrompido pelo mesmo aviso grave. Foi então modelada no primeiro vão uma seção de 20x40, no terceiro vão uma seção de 20x60 e no segundo vão foram realizadas duas análises, uma com seção de 20x40 e outra com 20x60.

Como a Grelha-TQS distribui as cargas nas vigas de acordo com suas inércias é de se esperar que quando a seção for de 20x60 o carregamento distribuído será maior do

que quando a seção for de 20x40. Nas envoltórias de momentos também devem ocorrer mudanças significativas, pois a inércia no encontro dos apoios muda.

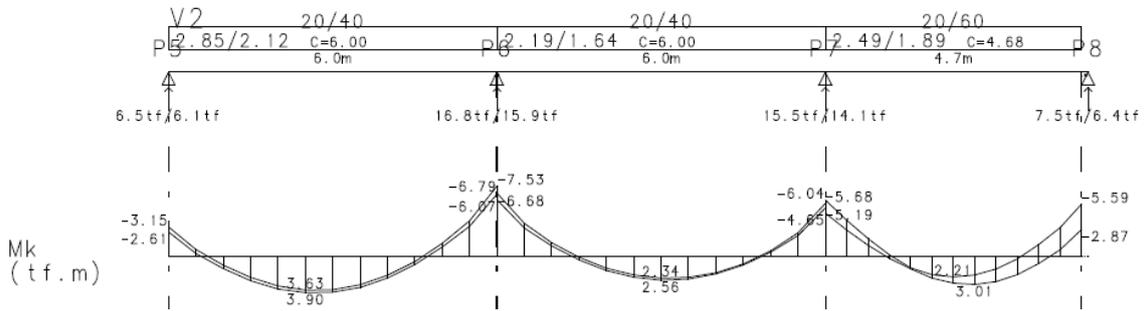


Figura 4-12 – 1ª análise – seção no meio do vão com seção 20x40.

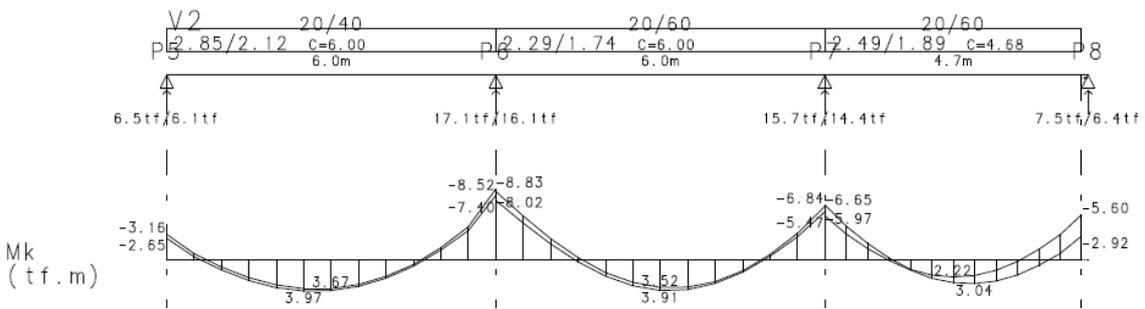


Figura 4-13 – 2ª análise – seção no meio do vão com seção 20x60.

Verifica-se que o carregamento é de fato maior no segundo vão quando a seção aumenta, porém, essa diferença se deu somente devido a um peso próprio maior.

Os momentos fletores também tiveram mudanças significativas no segundo vão, porém, nos demais vãos as mudanças foram insignificantes, exceto nos apoios em comum ao vão central onde os momentos negativos tiveram mudanças proporcionais às mudanças do segundo vão.

Como o sistema não conseguiu gerar um desenho de armação automático para o trecho em que ocorre a variação de seção no meio do vão, sendo necessário editar todo o vão da viga manualmente, neste item não foi apresentado um desenho de armação. A solução manual é apresentada no capítulo seguinte.

4.5. Viga V7 da cobertura com força concentrada próxima ao apoio

O posicionamento dos pilares da caixa d'água foi idealizado no intuito de se analisar como uma viga seria armada na região do apoio, quando se tem uma força concentrada afastada de um comprimento "h" do apoio.

A Figura 4-14 mostra os carregamentos e as forças cortantes na viga e a Figura 4-15 apresenta os detalhes da armação junto ao apoio.

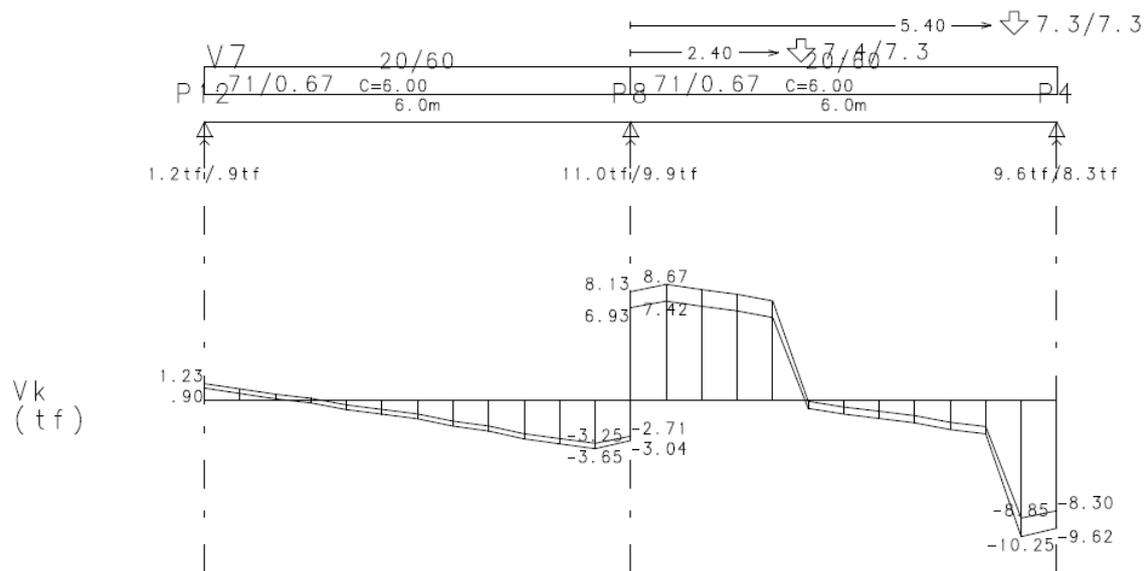


Figura 4-16 – Carregamentos e força cortante na viga V7.

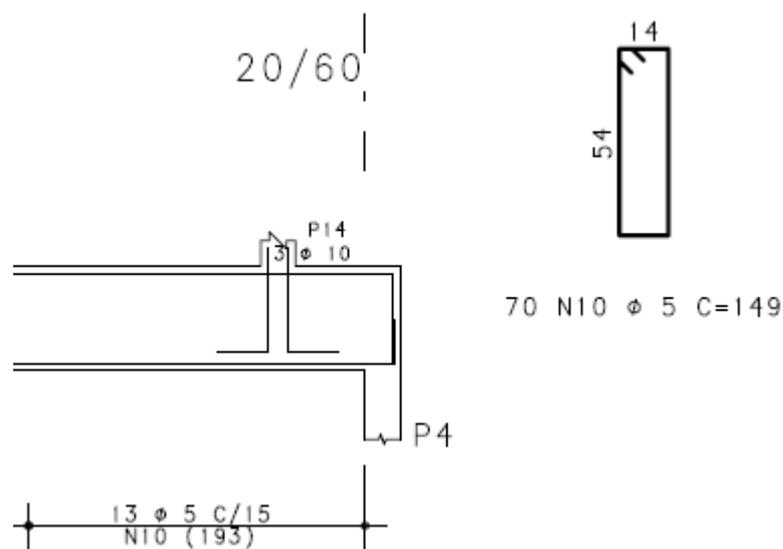


Figura 4-17 – Armação junto ao apoio com força direta.

4.6. Cruzamento da viga V6 com as vigas V1, V2 e V3 da cobertura

Ao modelar um cruzamento de vigas o programa pede para ser informado qual viga receberá a carga no cruzamento. Nesse modelo considerou-se que a viga V6 se apoia nas vigas V1, V2 e V3 (viga invertida) conforme pode ser visto na Figura 4-5. As reações de apoio da V6 são as forças concentradas nas demais vigas, devendo ser suspensas por estribos concentrados na região da força indireta.

A seguir são apresentados resultados do relatório geral das vigas da cobertura referente ao cálculo da força cortante pelo modelo I, nas regiões de cruzamento entre vigas. Nos desenhos de detalhamento das armaduras é possível ver a cota de distribuição das armaduras de suspensão que o CAD/Vigas considerou como 76 cm.

Não foi possível alterar o valor desse critério de distribuição. Ao que parece, o espaçamento é considerado igual à soma da altura útil da viga de suporte com a base da viga suspensa ($d+b_w$).

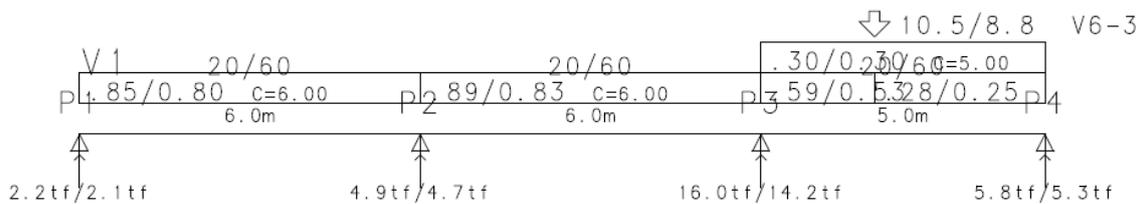


Figura 4-18 – Cargas na V1.

CISALHAMENTO- [tf, cm]	Xi	Xf	Vsd	VRd2	MdC	Ang.	Asw[C]	Aswmin	Asw[C+T]	Bit	Esp	NR	AsTrt	AsSus
	0.-	152.	15.25	48.60	1	45.	3.0	2.1	3.0	6.3	20.0	2	.0	.0
	152.-	228.	12.02	48.60	1	45.	1.6	2.1	4.5	6.3	12.5	2	.0	4.5
	228.-	480.	8.10	48.60	1	45.	.0	2.1	2.1	6.3	30.0	2	.0	.0

Figura 4-19 – Relatório do cálculo da força cortante do vão 3 da viga V1.

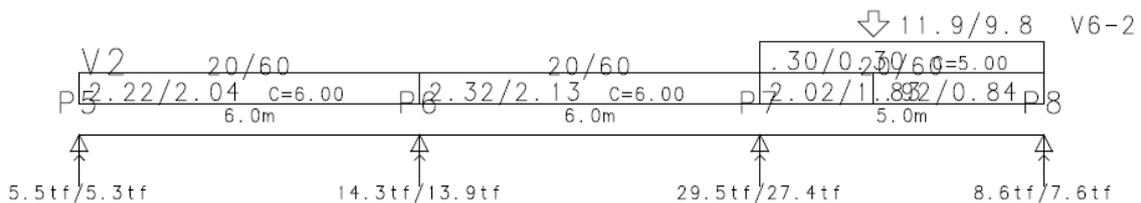


Figura 4-20 – Cargas na V2.

CISALHAMENTO- [tf, cm]	Xi	Xf	Vsd	VRd2	MdC	Ang.	Asw[C]	Aswmin	Asw[C+T]	Bit	Esp	NR	AsTrt	AsSus
	0.-	150.	23.73	48.60	1	45.	6.9	2.1	6.9	8.0	12.5	2	.0	.0
	150.-	226.	14.50	48.60	1	45.	2.7	2.1	5.0	6.3	10.0	2	.0	5.0
	226.-	352.	5.82	48.60	1	45.	.0	2.1	2.1	5.0	17.5	2	.0	.0
	352.-	478.	12.02	48.60	1	45.	1.6	2.1	2.1	4.2	12.5	2	.0	.0

Figura 4-21 – Relatório do cálculo da força cortante do vão 3 da viga V2.

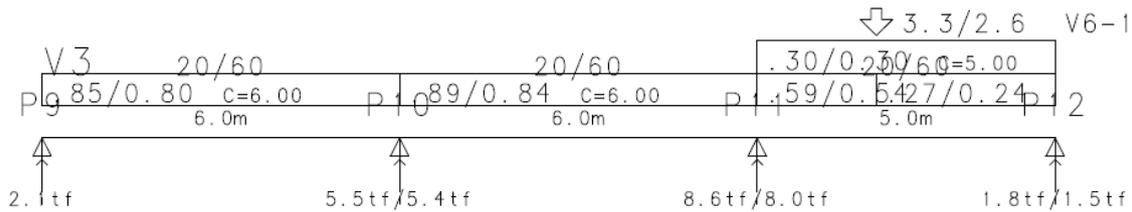


Figura 4-22 – Cargas na viga V3.

CISALHAMENTO- [tf,cm]	Xi	Xf	Vsd	VRd2	MdC	Ang.	Asw[C]	Aswmin	Asw[C+T]	Bit	Esp	NR	AsTrt	AsSus
	0.-	480.	6.66	48.60	1	45.	.0	2.1	2.1	5.0	17.5	2	.0	1.4

Figura 4-23 – Relatório do cálculo da força cortante do vão 3 da viga V3.

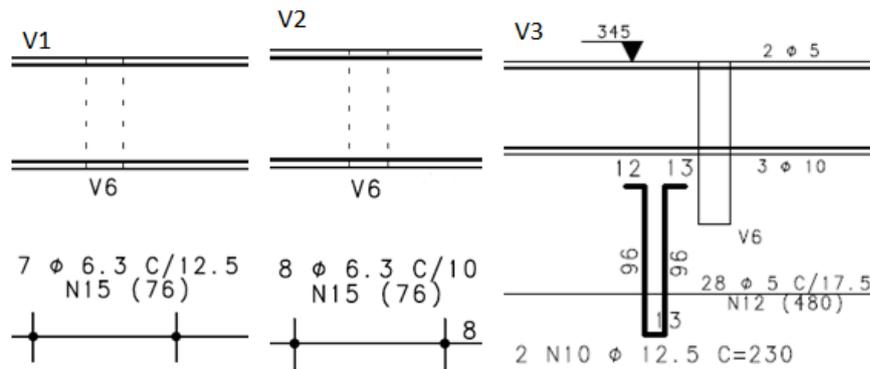


Figura 4-24 – Detalhe da distribuição dos estribos de suspensão.

4.7. Vigas parede da caixa d'água

A caixa d'água foi idealizada como sendo um reservatório circular plástico de 5.000 litros com 1,6 m de altura apoiado na laje. Essa se apoia na base das paredes que servem como proteção lateral ao reservatório plástico, porém, não são solicitadas horizontalmente, funcionando exclusivamente como vigas-parede.

O TQS executa um aviso de “classe leve” para vigas com dimensões de vigas-parede, avisando que essa será dimensionada e detalhada como uma viga comum. Como a geometria da viga é robusta, as taxas de armadura mínima acabam por fornecer áreas de aço bem maiores do que as necessárias, levando a um superdimensionamento da armadura principal de flexão.

Para as vigas paredes 1, 2, 3 e 4 da caixa d'água, foram obtidos resultados similares devido à simetria do conjunto, sendo ilustrada como referência a viga 4 na Figura 4-23 e na Figura 4-24.

Observa-se que a armadura mínima vertical de viga-parede ($\emptyset 6,3$ c/20) não foi respeitada pelo TQS.

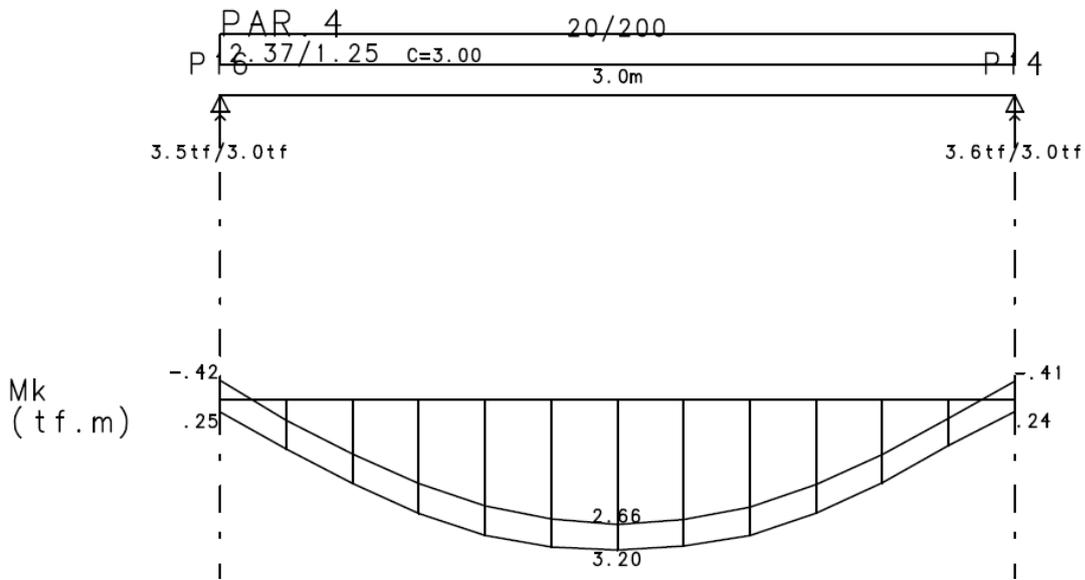


Figura 4-25 – Visualização do diagrama de momentos da viga-parede PAR 4.

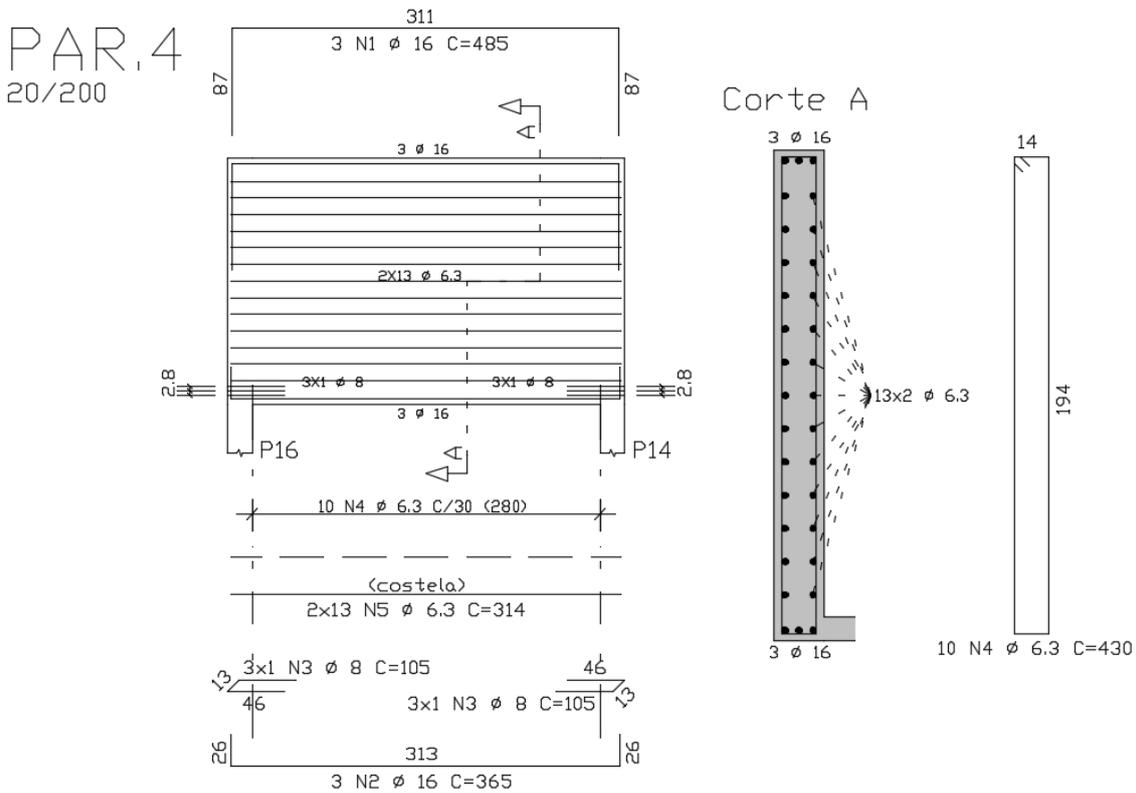


Figura 4-26 – Detalhamento da viga-parede PAR.4.

4.8. Consolo curto apoiando a fachada

O TQS executa um aviso de “classe leve” para vigas em balanço com comprimento e altura de consolo curto, avisando para ser verificado o detalhamento das armaduras, pois o CAD/Vigas não está preparado para o detalhamento de consolos curtos.

Como o consolo C2 do apoio central da viga parede da fachada é o mais solicitado, somente esse será analisado. Seus resultados são apresentados na Figura 4-25 e seu detalhamento das armaduras na Figura 4-26.

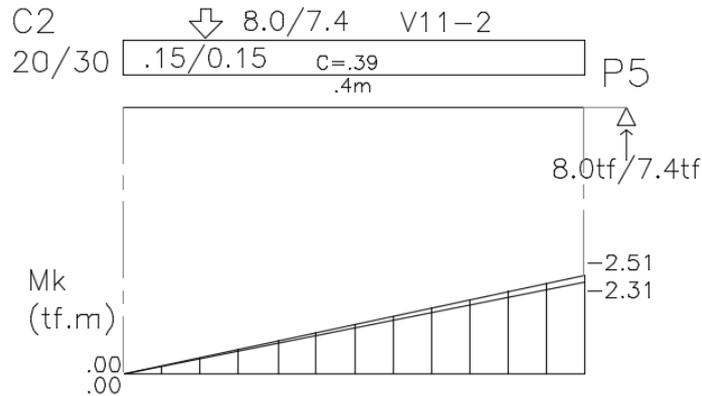


Figura 4-27 – Momento fletor no consolo 2.

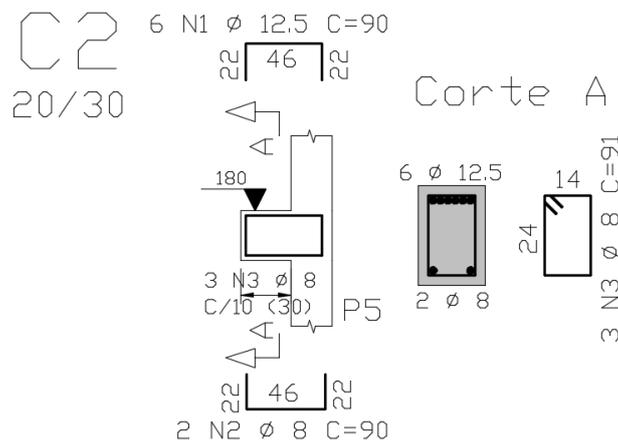


Figura 4-28 – Detalhe das armaduras no consolo C2.

4.9. Variação de seção no pilar P8

Em pilares com variação de seção o sistema Pórtico-TQS gera uma barra rígida horizontal ligando o centro geométrico do topo do pilar inferior com a base do pilar superior. O CAD/Pilar emite uma nota de variação brusca de seção entre lances no desenho de armaduras, o que não configura um erro, mas um aviso.

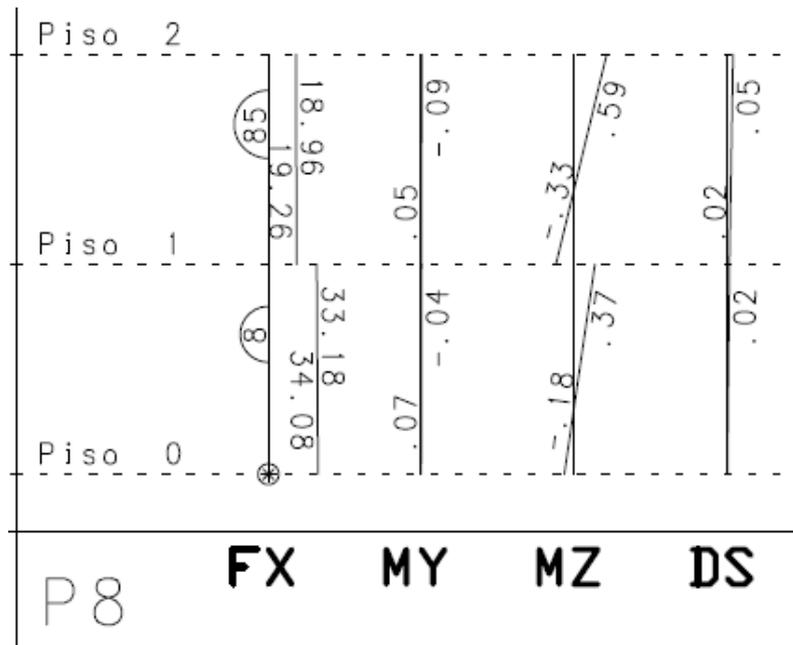


Figura 4-29 – Solicitações características no pilar P8 para a combinação usual.

PILAR:P8													Esforço de Calculo do Dimensionamento					
num. 8																		
LANCE	B(cm)	H(cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS(cm)	RO	ASnec	LBDALM	LAMBDA	FNd (tF)	Mxd (tF,cm)	Myd (tF,cm)	
Cobertura																		
L.	2	20.0	20.01.2	4	12.5	6.3	4	2	0	4.91	1.2	3.83	35.0	52.0	27.5	93.3	.0	
					16.0	6.3	4	2	0	8.04	2.0	3.99			CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1)			
					20.0	6.3	4	2	0	12.57	3.1	4.21			**VER NOTA (A)**			
					25.0	8.0	4	2	0	19.63	4.9	4.95						
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS																		
Cobrimto[cm]		fck[MPa]	GamaAço	GamaConcreto		AsMax[%]	AsMin[%]	GmapN	GmapM	GmavN	GmavM							
3.0		25.0	1.15	1.40		8.00	.40	1.40	1.40	1.40	1.40							
TipoAço	ClasseAço	ExcMin	ExcMax	K12	K37													
50	A	2.0	15.0	1	1													
1º Pav.																		
L.	1	20.0	60.0	.4	6	10.0	5.0	6	3	0	4.71	.4	4.76	35.0	46.8	48.5	150.1	.0
					12.5	6.3	6	3	0	7.36	.6	4.80			CASO PÓRTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1)			
					16.0	6.3	6	3	0	12.06	1.0	4.80			**VER NOTA (A)**			
					20.0	6.3	6	3	0	18.85	1.6	4.80						
					25.0	8.0	6	3	0	29.45	2.5	4.80						
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS																		
Cobrimto[cm]		fck[MPa]	GamaAço	GamaConcreto		AsMax[%]	AsMin[%]	GmapN	GmapM	GmavN	GmavM							
3.0		25.0	1.15	1.40		8.00	.40	1.40	1.40	1.40	1.40							
TipoAço	ClasseAço	ExcMin	ExcMax	K12	K37													
50	A	2.0	15.0	1	1													
Fundacao																		

Figura 4-30 – Relatório do dimensionamento do pilar P8.

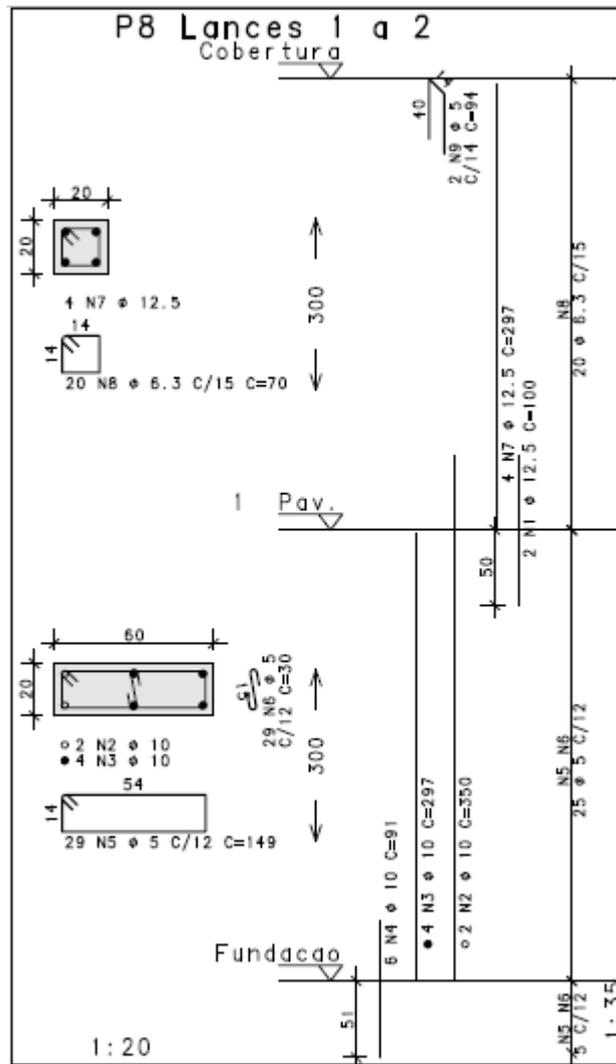


Figura 4-31 – Detalhamento da armação do pilar P8.

Em alguns casos a armadura de espera é detalhada em excesso, e em outros casos sequer é detalhada, o que mostra que o projetista deve atentar para o detalhamento em todas as transições para garantir que esse está adequado para garantir a segurança da estrutura.

4.10. Abertura em lajes

O TQS analisa os pavimentos discretizando lajes e vigas com elementos de barra conectados por nós com três graus de liberdade e com os pilares de apoio compondo uma grelha. A Grelha-TQS é dividida em três tipos, grelha de lajes planas, direcionada para lajes maciças, lisas e cogumelo; grelha de lajes nervuradas, direcionada para lajes nervuradas e treliçadas; grelha somente de vigas, direcionada para pavimentos compostos somente por vigas.

A Grelha-TQS tem alguns recursos específicos para a análise estrutural de lajes de concreto armado. Para evitar picos de momentos negativos, os pilares são simulados por apoios elásticos independentes. As barras da grelha que se apoiam diretamente no pilar são restringidas por uma mola de acordo com a rigidez do pilar. Para definir o vão teórico das vigas com mais precisão são incorporados trechos rígidos nas intersecções entre vigas e pilares largos.

As solicitações são redistribuídas para os elementos mais rígidos de acordo com os critérios de plastificação e de rigidez à torção em vigas e lajes. Os momentos fletores e torçores nas lajes são transformados em uma envoltória de momentos fletores positivos e negativos aplicando-se o Método de Wood.

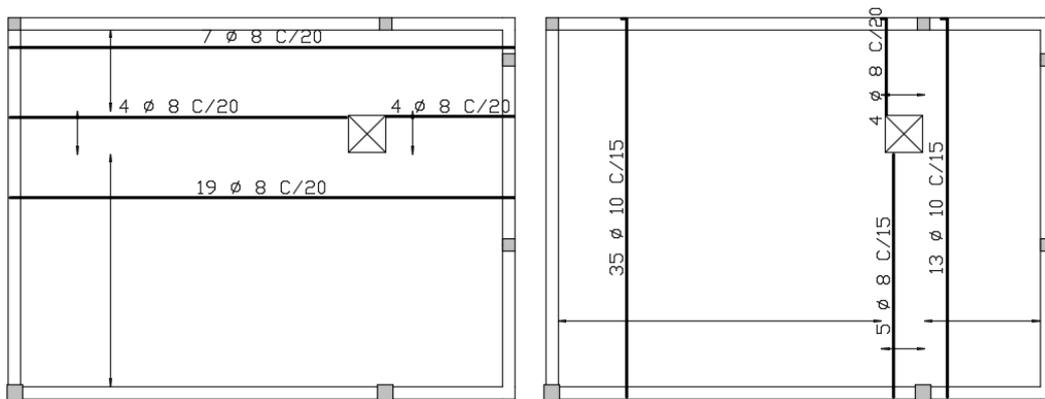


Figura 4-32 – Arranjo das armaduras positivas na laje L2 da cobertura.

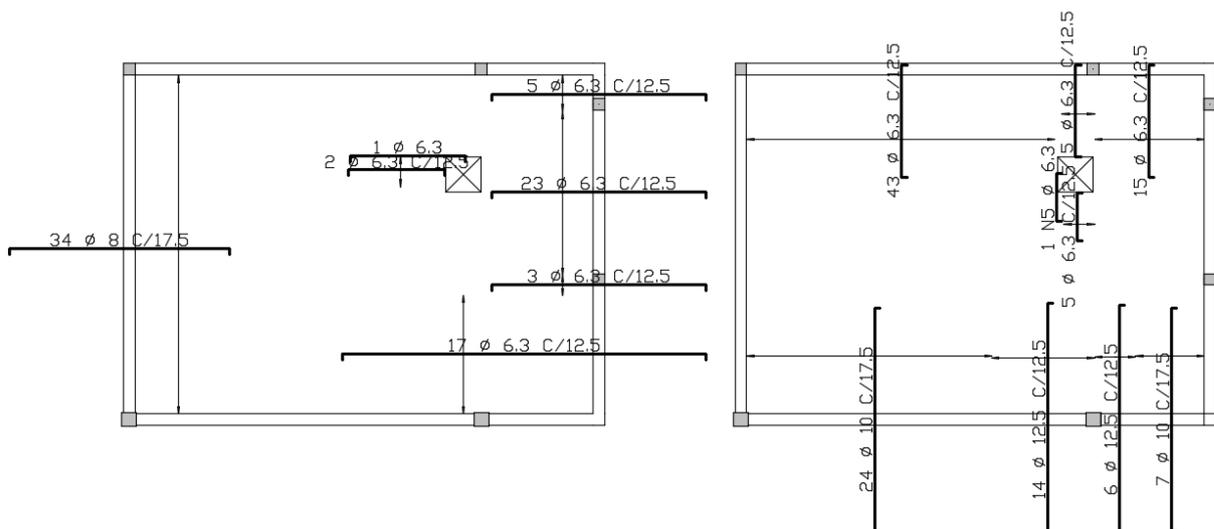


Figura 4-33 – Arranjo das armaduras negativas na laje L2 da cobertura.

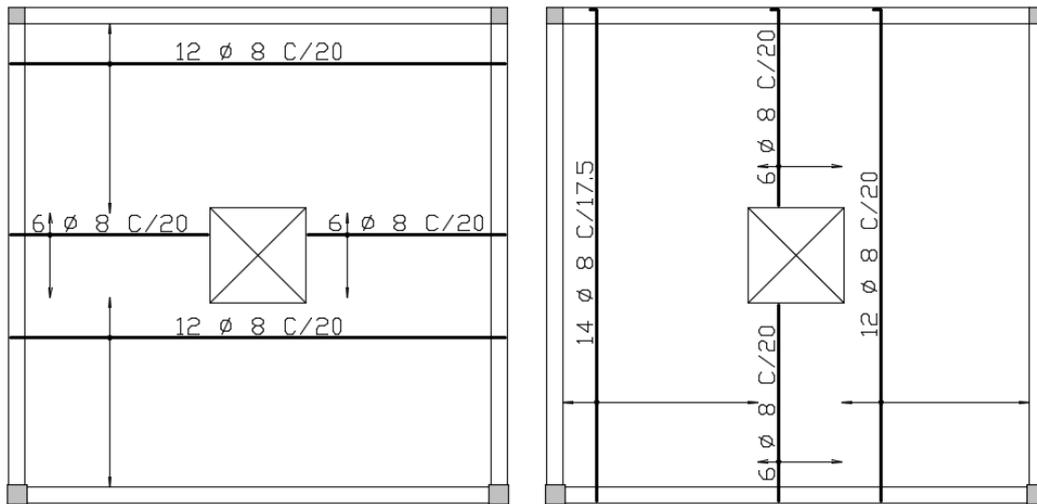


Figura 4-34 – Arranjo das armaduras positivas na laje L2 do 1º pavimento.

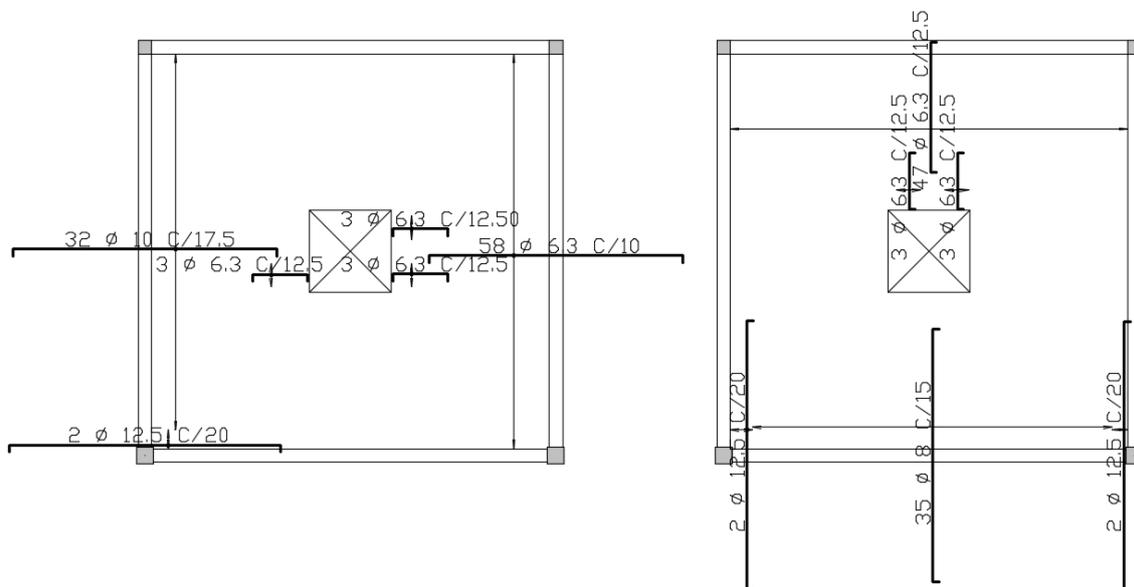


Figura 4-35 – Arranjo das armaduras negativas na laje L2 do 1º pavimento.

O arranjo das armaduras foi apresentado em pequena escala somente para mostrar como é o detalhamento das barras junto às aberturas.

A seguir são apresentados os momentos fletores na grelha do 1º pavimento, para a combinação usual no ELU (peso próprio + sobrecarga permanente + carga acidental). Os deslocamentos já levam em consideração o coeficiente de fluência devido à deformação lenta igual a 2,5 (flecha imediata + fluência).

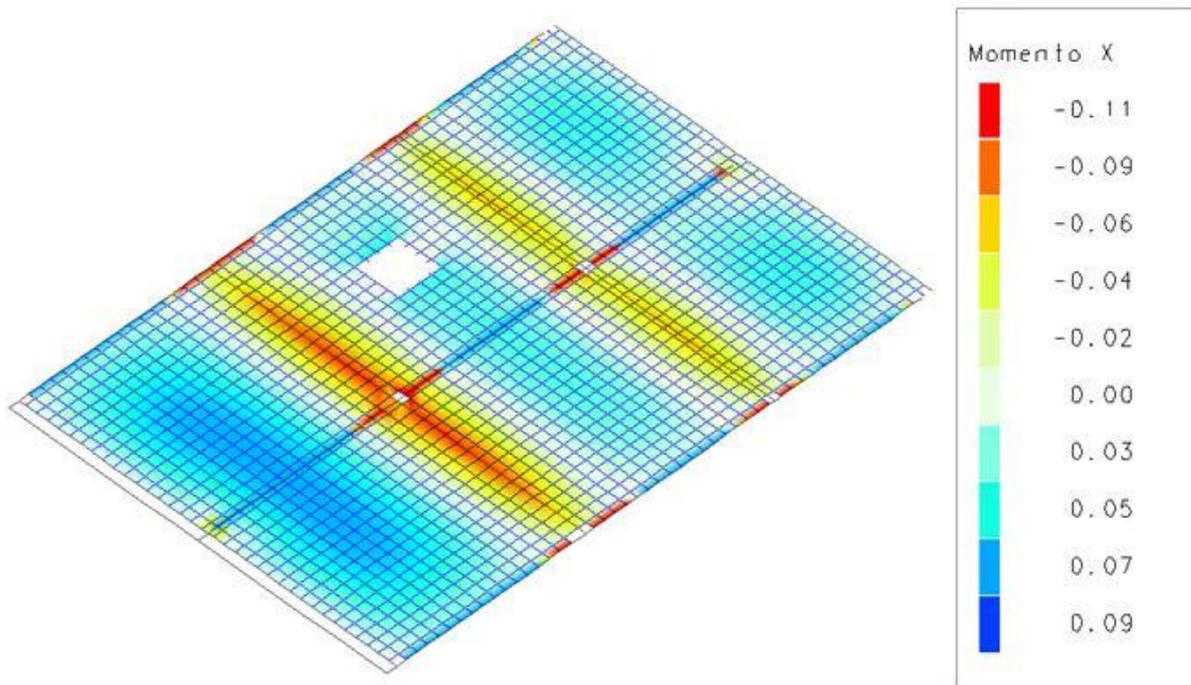


Figura 4-36 – Isovalores de momentos ao longo do eixo “X” do 1º pavimento.

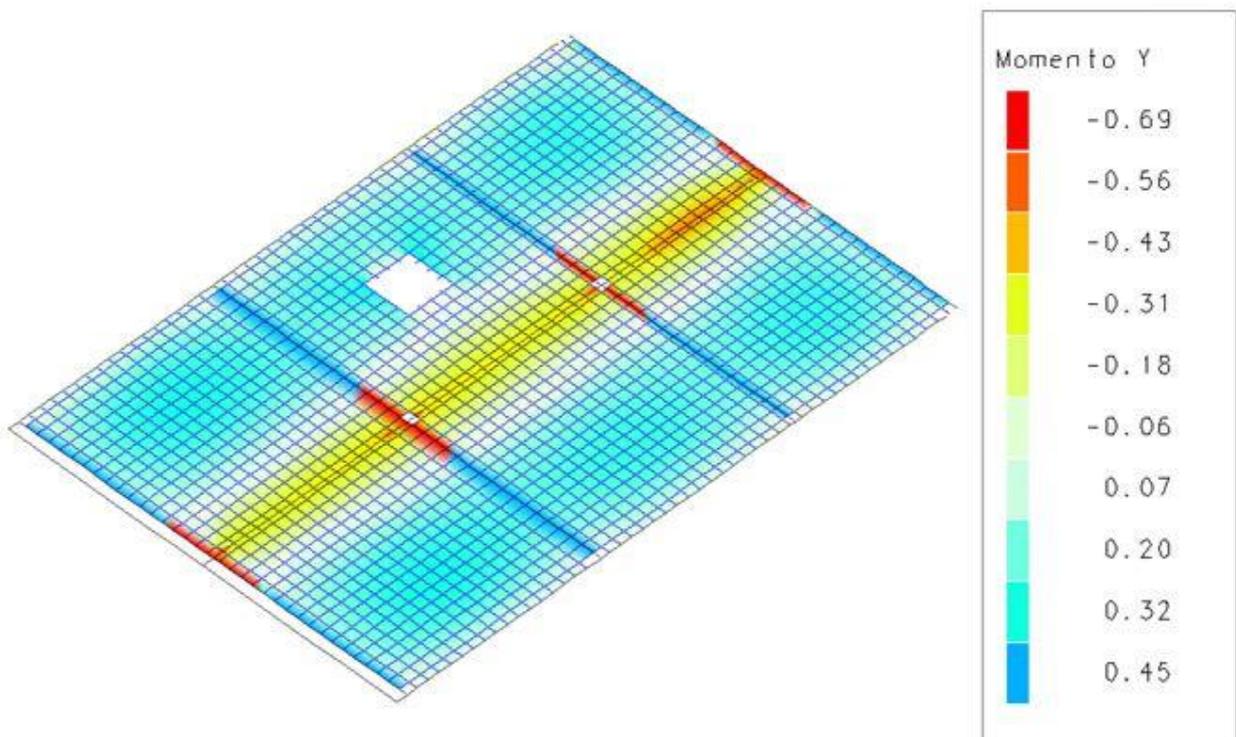


Figura 4-37 – Isovalores de momentos ao longo do eixo “Y” do 1º pavimento.

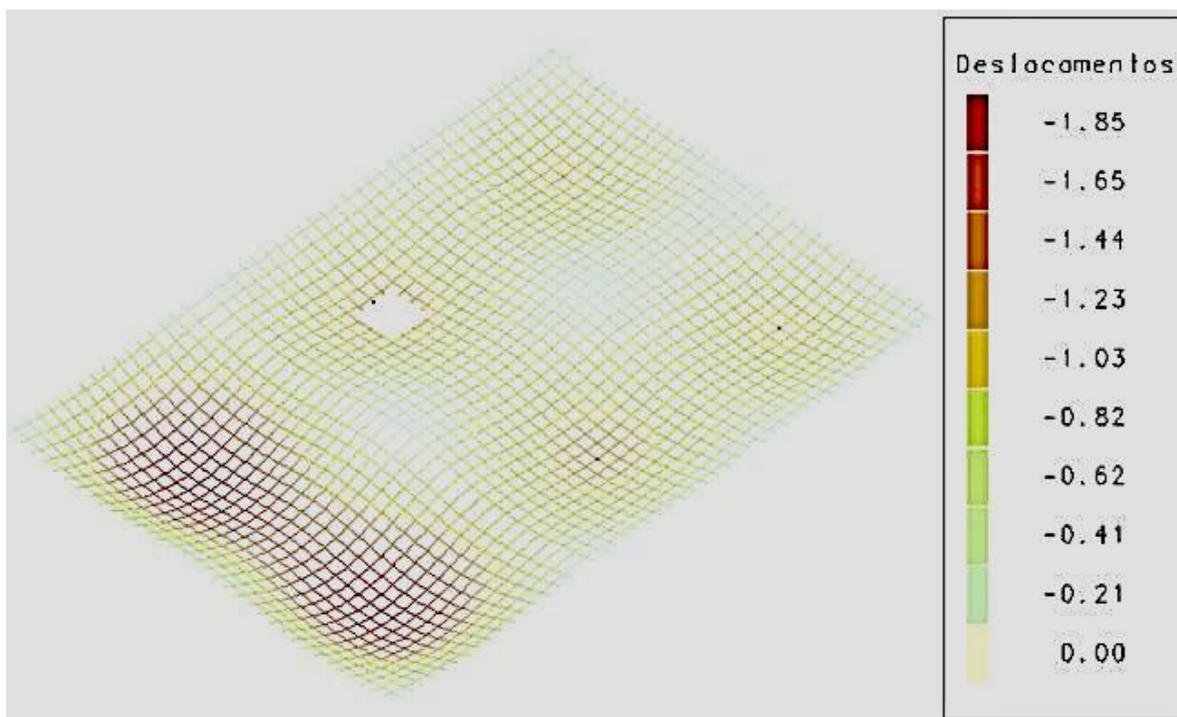


Figura 4-38 – Isovalores dos deslocamentos do 1º pavimento.

4.11. Blocos sobre estacas

O CAD/Fundações tem alguns critérios referentes aos blocos que são interessantes e serão aqui comentados.

A definição do coeficiente de efeito Rüsç, pode ser realizada considerando a razão carga permanente/carga total, podendo variar de 0,85 a 1,00, sendo adotado por padrão o valor 0,85 da NBR 6118 (2014).

O CAD/Fundações é limitado a calcular as solicitações somente para o caso de pilar quadrado centrado, embora seja possível modelar um pilar de seção poligonal qualquer. É necessário utilizar um artifício de pilar fictício de seção quadrada equivalente centralizado ao elemento de fundação.

A altura útil d é dada como $COEFRED \cdot H_{\text{bloco}} - ALTB$, sendo $ALTB$ o comprimento da estaca embutido no bloco e $COEFRED$ o coeficiente redutor de 0,9 que pode ser editado a critério do projetista.

Considera-se nos elementos de fundação um coeficiente adicional de segurança γ_n de 1,2, podendo esse valor ser editado.

O método de cálculo para blocos de uma a seis estacas é o de bielas e tirantes, ficando a critério do projetista escolher entre o modelo de BLÉVOT e FRÉMY (1967) ou o de FUSCO (1995). Para blocos de 7 a 24 estacas o sistema recomenda o método do CEB-FIP, mas também permite utilizar um método simplificado baseado nos modelos de bielas e tirantes.

Como armadura mínima o sistema adota por padrão como 1,5 cm²/m para todas as direções, podendo esse valor ser editado.

O sistema considera como padrão uma distância mínima de 25 cm da face da estaca à borda do bloco, e considera uma tabela com a razão diâmetro/distância que pode ser alterada.

Para cada caso de número de estacas, o sistema multiplica uma porcentagem da armadura principal para cada posição da armadura, variando bastante de caso para caso.

Esse é o único caso em que é possível trocar as unidades do relatório final para kN e MPa.

Foram utilizados os dois métodos a fim de se comparar os resultados.

```

BLOCO:      5 - B5                                     Retang. ( 1x)
-----
TOTAL DE CARREGAMENTOS = 18 / CARREGAMENTOS PRINCIPAIS:
-----
| Caso | Nk [kN] | Mxx [kN.m] | Myk [kN.m] | Fxk [kN] | Fyk [kN] | Mx* [kN.m] | My* [kN.m] |
|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| 5 (Dim ) | 359.8 | .4 | 4.1 | 3.28 | -.24 | .5 | 6.1 |
| 18 (Rmin) | 347.5 | .2 | 4.9 | 3.48 | -.14 | .2 | 7.0 |
| 15 (TEst) | 346.9 | 11.5 | 2.5 | 2.47 | -6.82 | 15.6 | 4.0 |
|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| GEOMETRIA [cm,m2,m3] | CARGAS [kN,m] | TENSOES [MPa] | VERIF. [cm, graus] |
|-----|-----|-----|-----|
| | Dimensionam. | Bielas | Altura/Ang.Biela |
|-----|-----|-----|-----|
| Estacas= 2 fi = 30.0 | FN= 359.8 | TensLimP= 22.5 | dmin = 38.8 |
| DisX= 90.0 | MX= .5 | TensPil = 24.4 | dmax = 55.0 |
| Xbl = 150.0 Ybl = 60.0 | MY= 6.1 | | d = 49.5 |
| Alt = 60.0 Vol = .540 | | TensLimE= 22.5 | AnguloX= 51.9 |
| Xpil= 25.0 Ypil= 20.0 | FEq= 386.8 | TensEst = 7.4 | AnguloY= 51.9 |
| Área de forma: 2.52 | Fmx= 193.4 | | |
| ***** | Fmn= 172.7 | **** | |
|-----|-----|-----|-----|
| ARMADURAS [cm2, cm] | Peso Próprio: 13.5 kN (x1) |
|-----|-----|-----|-----|
| Prin.X: 6.7 = 4 { 16.0 C/ 15.0 | Susp.Y: 2.3 = 8 { 6.3 C/ 20.0 |
| P.Estr: 1.0 = 4 { 6.3 C/ 15.0 | Laterl: 1.3 = 5 { 6.3 C/ 12.5 |
|-----|-----|-----|-----|
| AVISOS |
|-----|-----|-----|-----|
| ERROS |
|-----|-----|-----|-----|
| ERRO: Tensão no pilar 24.4 MPa maior do que a admissivel 22.5 MPa. |
|-----|-----|-----|-----|

```

Figura 4-39 – Relatório do dimensionamento do bloco B5 pelo método de BLÉVOT e FRÉMY (1967).

BLOCO: 6 - B6		Retang. (1x)					

TOTAL DE CARREGAMENTOS = 18 / CARREGAMENTOS PRINCIPAIS:							

Caso	Nk [kN]	Mxx [kN.m]	Myk [kN.m]	Fxx [kN]	Fyk [kN]	Mx* [kN.m]	My* [kN.m]
6 (Dim)	628.3	-19.9	.8	.84	11.34	-28.4	1.5
15 (Rmin)	626.5	-19.9	.8	.81	11.40	-28.5	1.4

GEOMETRIA [cm,m2,m3]		CARGAS [kN,m]	TENSOES [MPa]	VERIF. [cm, graus]			
		Dimensionam.	Bielas	Altura/Ang.Biela			
Estacas=	4	fi = 30.0	FN= 628.3	TensLimp=	33.8	dmin =	54.8
DisX=	90.0	DisY= 90.0	MX= -28.4	TensPil =	46.6	dmax =	78.3
Xbl =	150.0	Ybl = 150.0	MY= 1.5			d =	63.0
Alt =	75.0	Vol = 1.688		TensLimE=	33.8	Angulo =	49.0
Xpil=	25.0	Ypil= 25.0	FEq= 736.8	TensEst =	7.7		
Área de forma:	4.50		Fmx= 184.2				
*****			Fmn= 150.6	****			

ARMADURAS [cm2, cm]		Peso Próprio:		42.2 kN (x1)			
Prin.X:	4.4 = 6	{ 10.0 C/ 6.0	Prin.Y:	4.4 = 6	{ 10.0 C/ 6.0		
Susp.X:	4.4 = 10	{ 8.0 C/ 15.0	Susp.Y:	4.4 = 10	{ 8.0 C/ 15.0		
Laterl:	1.3 = 5	{ 6.3 C/ 15.0					

AVISOS							

- Bloco considerado "Quadrado" (diferença de dimensões): .0 <= 9.0 cm, (critério de projeto). Armaduras igualadas (X,Y), pela maior.							

ERROS							

ERRO: Tensão no pilar 46.6 MPa maior do que a admissível 33.8 MPa.							

Figura 4-40 – Relatório do dimensionamento do bloco B6 pelo método de BLÉVOT e FRÉMY (1967).

Ao selecionar o método de FUSCO (1995) uma nova aba de critérios se torna disponível, dando opção entre duas equações muito similares para calcular a profundidade x . Nesse trabalho foi adotado o Método B.

Método A:

No método A, calcula-se a profundidade x a partir da equação abaixo:

$$\frac{x}{b} = \frac{(1 + \alpha)}{4 \cdot \tan \theta} \left[-1 \pm \sqrt{1 - \frac{4\alpha \cdot \gamma_n \cdot \left(\frac{1}{\gamma_n} - \frac{\rho \cdot f_{yd}}{0,20 \cdot f_{cd}} - \frac{0,85}{0,20} \right)}{(1 + \alpha)^2}} \right]$$

Onde:

b : Representa a menor dimensão do pilar;

α : Representa a relação entre a maior dimensão do pilar e a menor dimensão do pilar;

ρ : Representa a taxa de armadura do arranque;

f_{yd} : Representa a resistência de cálculo da armadura do arranque;

f_{cd} : Representa a resistência de cálculo do concreto utilizado no bloco sobre estacas;

θ : Representa o ângulo de espraio das tensões;

γ_n : Coeficiente adicional de ponderação das ações;

Esta maneira de calcular a profundidade x obedece aos valores estabelecidos por Fusco na figura 11.2-c no livro técnicas de armar.

Figura 4-41 – Método A para o cálculo de blocos sobre estacas.

Método B:

No método B, estima-se que a profundidade x é o local onde a tensão na área ampliada é igual 20% da resistência do concreto. Tendo em vista esta premissa, calcula-se a profundidade x , utilizando a fórmula abaixo:

$$x = \frac{(a+b)}{4 \cdot \tan \theta} \cdot \left(-1 \pm \sqrt{1 - \frac{4 \cdot \left(ab - \frac{5 \cdot N_k \cdot \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot \gamma_c}{f_{ck}} \right)}{(a+b)^2}} \right)$$

Onde:

a: Representa a maior dimensão do pilar;

b: Representa a menor dimensão do pilar;

N_k : Representa o esforço normal característico;

γ_f : Coeficiente de ponderação das ações;

γ_n : Coeficiente adicional de ponderação das ações;

f_{cd} : Representa a resistência de cálculo do concreto utilizado no bloco sobre estacas;

θ : Representa o ângulo de espraio das tensões;

Figura 4-42 – Método B para o cálculo de blocos sobre estacas.

O ângulo de espraio das tensões sob o pilar é por padrão adotado como 45°, podendo ser editado entre 45° a 64°.

A resistência das bielas é calculada conforme a NBR 6118 (2014), mas os limites de tensão desta norma podem ser editados.

A altura do braço de alavanca z é multiplicada pelo coeficiente reductor COEFRED e ainda pode se escolher se vai se descontar da altura útil d o valor cheio de x como proposto por FUSCO (1995) ou a metade de x , o que seria o mais coerente.

```

BLOCO:      5 - B5                                Retang. ( 1x)
-----
TOTAL DE CARREGAMENTOS = 18 / CARREGAMENTOS PRINCIPAIS:
-----
| Caso | Nk [kN] | Mxk [kN.m] | Myk [kN.m] | Fxk [kN] | Fyk [kN] | Mx* [kN.m] | My* [kN.m] |
|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| 5 (Dim) | 359.8 | .4 | 4.1 | 3.28 | -.24 | .5 | 6.1 |
| 18 (Rmin) | 347.5 | .2 | 4.9 | 3.48 | -.14 | .2 | 7.0 |
| 15 (TEst) | 346.9 | 11.5 | 2.5 | 2.47 | -6.82 | 15.6 | 4.0 |
|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| GEOMETRIA [cm,m2,m3] | CARGAS [kN,m] | TENSOES [MPa] | VERIF. [cm, graus] |
|-----|-----|-----|-----|
| | Dimensionam. | Bielas | Altura/Ang.Biela |
|-----|-----|-----|-----|
| Estacas= 2 fi = 30.0 | FN= 359.8 | TensLimP= 13.7 | zmin = 38.8 |
| DisX= 90.0 | MX= .5 | TensPil = 6.3 | zmax = 55.0 |
| Xbl = 150.0 Ybl = 60.0 | MY= 6.1 | | z = 41.1 |
| Alt = 60.0 Vol = .540 |-----| TensLimE= 11.6 | AnguloX= 50.3 |
| Xpil= 25.0 Ypil= 20.0 | FEq= 386.8 | TensEst = 6.0 | AnguloY= 50.3 |
| Área de forma: 2.52 | Fmx= 193.4 | | |
| | Fmn= 172.7 | | |
|-----|-----|-----|-----|
| ARMADURAS [cm2,cm] | Peso Próprio: 13.5 kN (x1) |
|-----|-----|-----|
| Prin.X: 6.4 = 4 { 16.0 C/ 15.0 | Susp.Y: 2.3 = 8 { 6.3 C/ 20.0 |
| P.Estr: 1.0 = 5 { 5.0 C/ 12.5 | Laterl: 1.3 = 5 { 6.3 C/ 12.5 |
|-----|-----|-----|
VERIFICAÇÃO DA COMPRESSÃO NA ÁREA AMPLIADA [MÉTODO FUSCO]
-----
| Total= 45.0 graus X = 9.36 cm Ac,amp = 1692.27 cm2 |
| Cálculo Armadura: z_arm= 45.3 cm Ang_arm= 49.4 |
-----

```

Figura 4-43 – Relatório do dimensionamento do bloco B5 pelo método de FUSCO (1995).

BLOCO: 6 - B6

Retang. (1x)

TOTAL DE CARREGAMENTOS = 18 / CARREGAMENTOS PRINCIPAIS:							
Caso	Nk [kN]	Mxx [kN.m]	Myk [kN.m]	Fxx [kN]	Fyk [kN]	Mx* [kN.m]	My* [kN.m]
6 (Dim)	628.3	-19.9	.8	.84	11.34	-28.4	1.5
15 (Rmin)	626.5	-19.9	.8	.81	11.40	-28.5	1.4
GEOMETRIA [cm,m2,m3]		CARGAS [kN,m]		TENSOES [MPa]		VERIF. [cm, graus]	
		Dimensionam.		Bielas		Altura/Ang.Biela	
Estacas= 4	fi = 30.0	FN= 628.3	TensLimP= 13.7	zmin = 54.8			
DisX= 90.0	DisY= 90.0	MX= -28.4	TensPil = 7.1	zmax = 78.3			
Xbl = 150.0	Ybl = 150.0	MY= 1.5	TensLimE= 11.6	z = 49.8			
Alt = 75.0	Vol = 1.688	FEq= 736.8	TensEst = 6.1	Angulo = 48.3			
Xpil= 25.0	Ypil= 25.0	Fmx= 184.2					
Área de forma:	4.50	Fmn= 150.6					

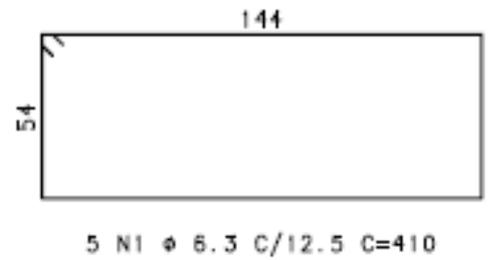
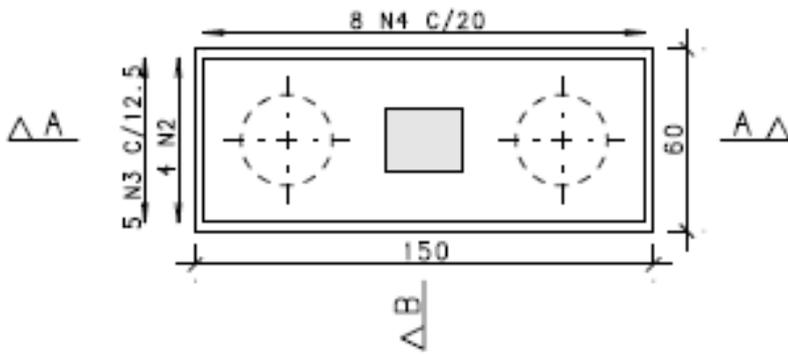
ARMADURAS [cm2,cm]		Peso Próprio:		42.2 kN (x1)			
Prin.X:	4.9 = 4 {12.5 C/ 10.0	Prin.Y:	4.9 = 4 {12.5 C/ 10.0				
Susp.X:	4.9 = 10 { 8.0 C/ 15.0	Susp.Y:	4.9 = 10 { 8.0 C/ 15.0				
Laterl:	1.5 = 5 { 6.3 C/ 15.0						
VERIFICAÇÃO DA COMPRESSÃO NA ÁREA AMPLIADA [MÉTODO FUSCO]							
Teta1= 45.0 graus	X = 14.68 cm	Ac,amp = 2955.54 cm2					
Cálculo Armadura:	z_arm= 56.4 cm	Ang_arm= 45.8					

Figura 4-44 – Relatório do dimensionamento do bloco B6 pelo método de FUSCO (1995).

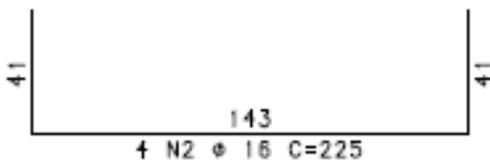
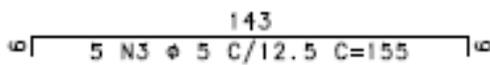
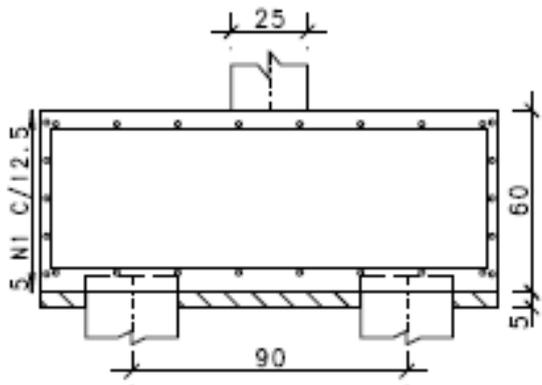
A seguir serão mostrados os desenhos de armação dos blocos mais carregados de cada tipo na edificação, Bloco B5 sobre duas estacas com pilar centrado, bloco B6 sobre quatro estacas com pilar centrado, com o método de FUSCO (1995).

B5
(ESCALA 1:25)

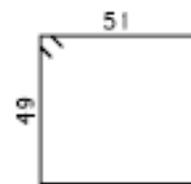
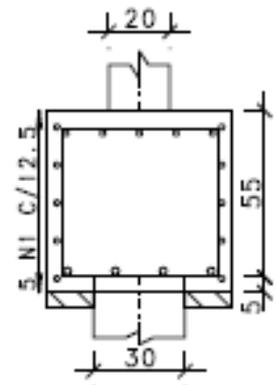
PLANTA 



CORTE A - A



CORTE B - B

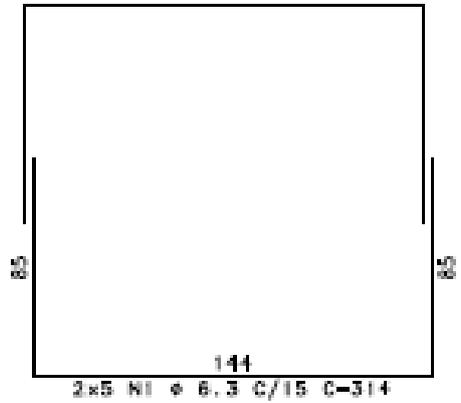
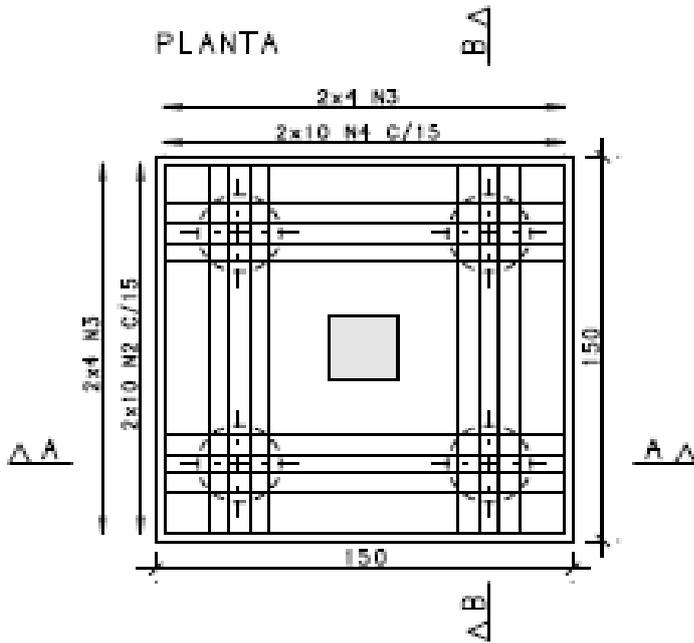


8 N4 ϕ 6.3 C/20 C=214

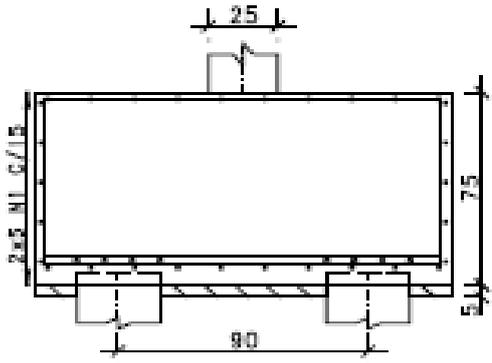
Figura 4-45 – Detalhe da armação do bloco B5.

B6
(ESCALA 1:25)

PLANTA



CORTE A - A



CORTE B - B

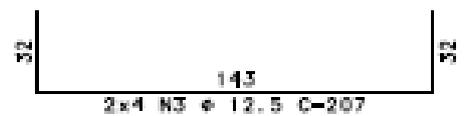
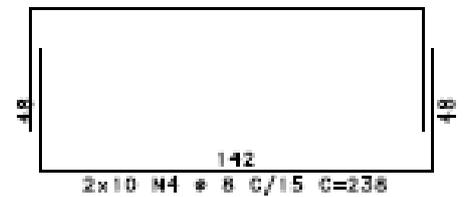
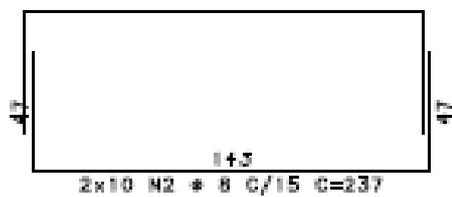
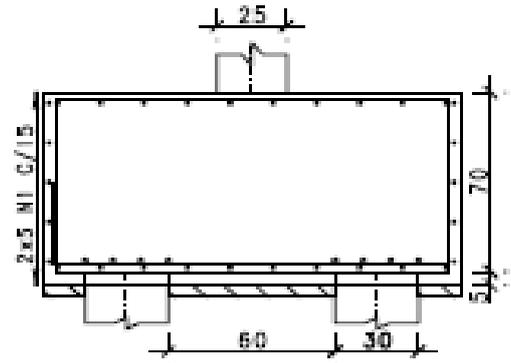


Figura 4-46 – Detalhe da armação do bloco B6.

4.12. Sapatas rígidas

O CAD/Fundações faz o dimensionamento das sapatas baseado em BASTOS (2016). As armaduras são calculadas para um momento fletor obtido com a tensão na base da sapata (o programa transforma a tensão devido à flexão composta oblíqua na base em um carregamento equivalente em cada aba). A aba é tratada como uma viga em balanço engastada a 15% da largura do pilar. Esse dimensionamento pode ser realizado por dois métodos. Um considera a aba como um bloco rígido com a altura do braço de alavanca $z=0,9.d$. O outro considera uma seção trapezoidal, porém não foi possível determinar em detalhes como é realizado esse dimensionamento pelo programa. Em CARVALHO e PINHEIRO Vol.2 (2013) esse tipo de dimensionamento de sapata é abordado em detalhes.

O sistema também faz verificações quanto ao risco do deslizamento devido às reações horizontais, quanto ao tombamento devido aos momentos, verifica a aderência das armaduras, verifica a força cortante de acordo com o CEB, verifica a compressão diagonal e a punção quando a sapata é classificada como flexível.

Nos critérios de sapatas é também possível editar o coeficiente adicional de segurança γ_n , que por padrão é de 1,2 e alterar as unidades do relatório para kN e MPa.

```

Sapata: S6                               Número = 6   Repetições: 1

GEOMETRIA:
Pilar:
  Xpil: 25.00  Ypil: 25.00  ColarX: 2.50  ColarY: 2.50
Sapata (cm):
  Xsap: 135.00  Ysap: 135.00  Altura: 55.00
  H0x: 20.00  H0y: 20.00  ExcX: .00  ExcY: .00
Método de cálculo: Sapata Rígida

CARREGAMENTOS:
Nome      Caso  Comb      N      Mx      My      Fx      Fy
FzMax     2      14      656.3  -12.50  .70      .7      7.2
FzMin     16     36      632.4  19.10   .50      .6     -10.7
MxMax     8      20      634.0  -1.00   3.90     2.2      .6
MxMin     18     38      632.8  -.40   -2.80     -.9      .4
MyMax     6      18      634.4  -20.40  .60      .7     11.7
MyMin     7      19      634.0  19.10   .60      .6     -10.7
FxMax     8      20      634.0  -1.00   3.90     2.2      .6
FxMin     9      21      634.5  -.30   -2.70     -.9      .3
FyMax     6      18      634.4  -20.40  .60      .7     11.7
FyMin     7      19      634.0  19.10   .60      .6     -10.7
Adicional 4      16      656.0  -.90   2.60     1.6      .6
Adicional 5      17      656.3  -.50   -1.30     -.2      .4

RESULTADOS:
Flexão [kN, m]:
Sentido   Msd      Caso  Observação
+X        142.85   4
-X        141.51   5
+Y        154.04   6
-Y        152.69   7

```

Figura 4-47 – Relatório do dimensionamento da Sapata S6 – parte 1.

Compressão Diagonal [MPa]:

Sentido	Tsd	Caso	Limite	Observação
+X	2.15	4	4.34	
-X	2.13	5	4.34	
+Y	2.31	6	4.34	
-Y	2.29	7	4.34	

Força Cortante [kN]:

Sentido	Vsd	Caso	Limite	Observação
+X	180.58	4	329.01	
-X	178.63	5	329.01	
+Y	197.68	6	329.01	
-Y	195.75	7	329.01	

VERIFICAÇÕES:

Armaduras Calculadas [kN.m, cm²]:

*** AVISO: Sapata considerada "Quadrada" (diferença de dimensões): .0 <= 9.0 cm
 Armaduras igualladas pela maior.

rho(%): .176

Sentido	Msd	As,calc	As,calc,corr	Area,sec	As,min,rho	As,min,crit	As,det
X	142.85	6.99	6.99	5587.5	9.86	1.50	9.9
Y	154.04	7.24	7.24	5587.5	9.86	1.50	9.9

Armaduras Detalhadas [cm², cm]:

Sentido	As,det	As,det/m	nf	bit	esp	Observação
X	9.9	7.3	15	10.0	9.0	
Y	9.9	7.3	15	10.0	9.0	

Aderência [kN]:

Sentido	Vsd	Limite	Observação
X	486.5	676.3	
Y	513.5	703.3	

Figura 4-48 – Relatório do dimensionamento da Sapata S6 – Parte 2.

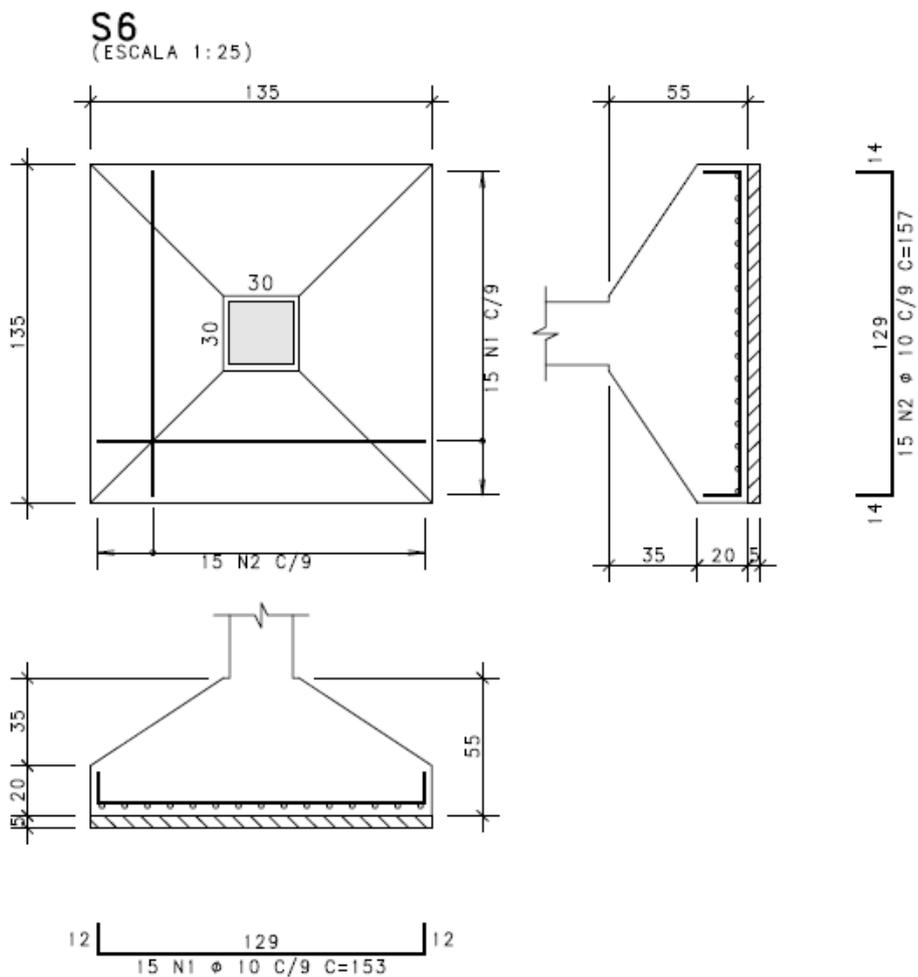


Figura 4-49 – Detalhamento da Sapata S6.

5. MODELOS ADOTADOS NA VERIFICAÇÃO MANUAL

A seguir são mostrados em detalhes os modelos de bielas e tirantes adotados para uma comparação de cada elemento estrutural do Capítulo 4, iniciando com um exemplo numérico de uma viga (não presente na edificação).

5.1. Viga exemplo

Será analisada uma viga de dimensões 20x115 com $f_{ck} = 25$ MPa, apoiada à esquerda em um pilar de 20x20 e engastada à direita num pilar de 20x120, com carregamento uniforme. A Figura 5-1 mostra a análise estática da viga, a Figura 5-2 o modelo de bielas e tirantes considerado, a Figura 5-3 o diagrama de momentos fletores corrigido e a Figura 5-4 os detalhes das armaduras.

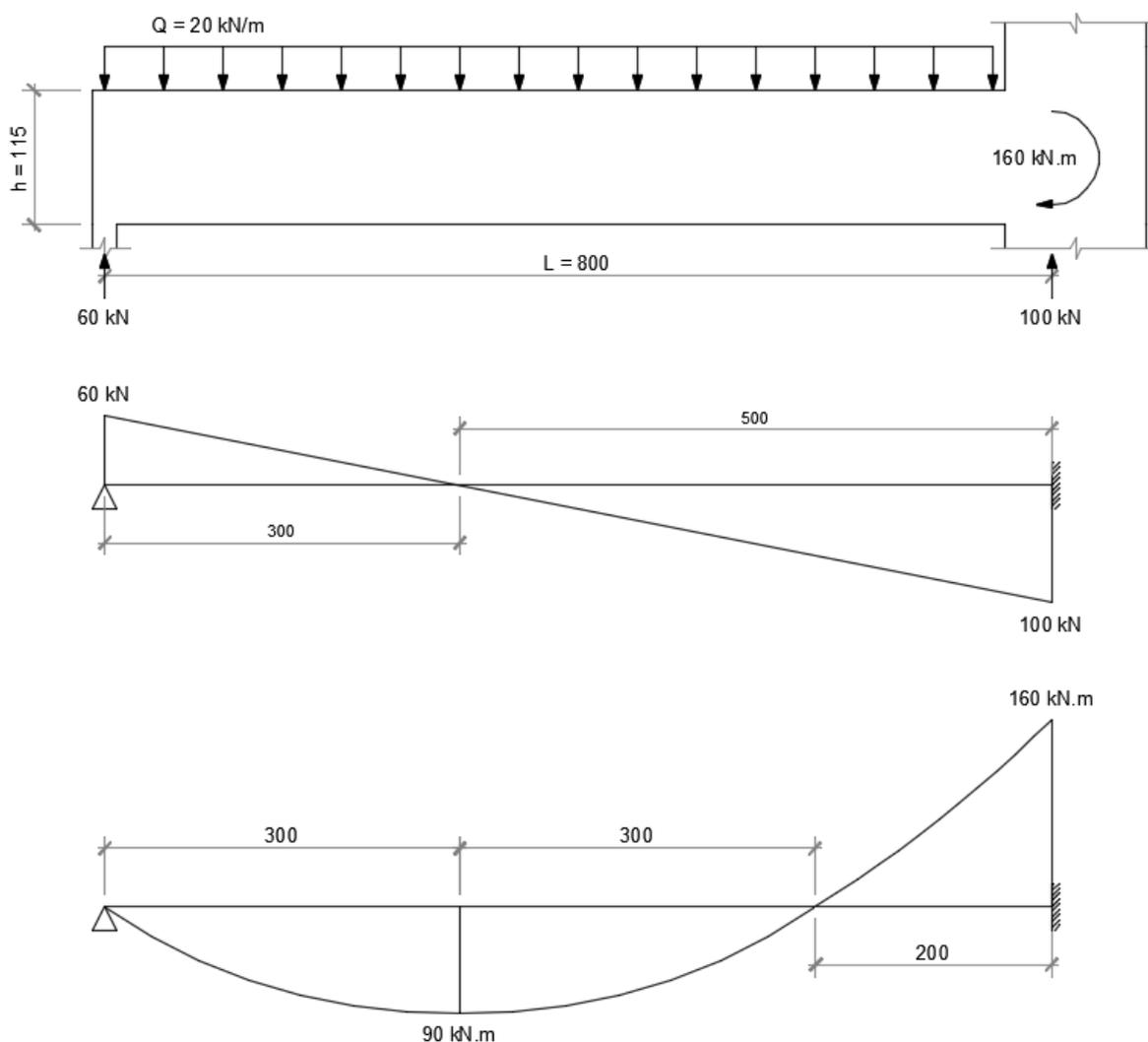


Figura 5-1 – Detalhe das condições de contorno, diagrama da força cortante e diagrama de momento fletor da viga do exemplo numérico.

- Profundidade do bloco comprimido

$$f_{cd1} = 0,85 \times \left(1 - \frac{25}{250}\right) \times \frac{25.000}{1,4} = 13.661 \text{ kN/m}^2$$

$$x = 1,1 - \sqrt{1,1^2 - \frac{2 \times 1,4 \times 160}{0,2 \times 13.661}} = 0,077 \text{ m}$$

- Altura do braço de alavanca

$$z = 1,1 - 0,077/2 = 1,061 \text{ m}$$

- Forças nos nós centrais

$$F_c = 20 \times 1 = 20 \text{ kN}$$

- Força nos nós de borda

$$F_b = 20 \times 1/2 = 10 \text{ kN}$$

- Binário de forças para equilibrar o momento

$$F_m = 160/1 = 160 \text{ kN}$$

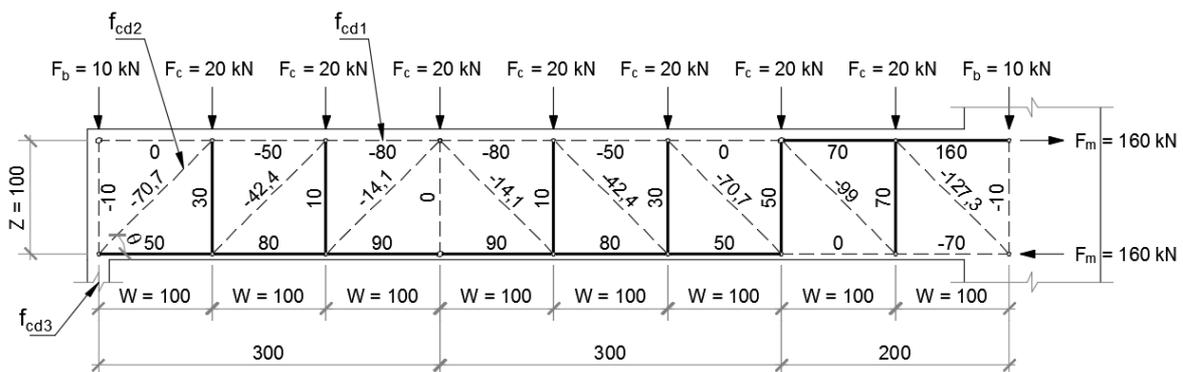


Figura 5-2 – Detalhe do modelo de bielas e tirantes da viga.

- Verificação da biela no apoio à esquerda

$$f_{cd3} = 0,72 \times \left(1 - \frac{25}{250}\right) \times \frac{25.000}{1,4} = 11.571 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{cd3} = \frac{1,4 \times 60}{0,2 \times 0,2} = 2.100 \text{ kN/m}^2 \leq f_{cd3} \text{ (OK)}$$

- Verificação da biela diagonal

$$V_{Rd2} = 0,54 \times \left(1 - \frac{25}{250}\right) \times \frac{25.000}{1,4} \times 0,2 \times 1,1 \times 0,5 = 955 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 1,4 \times 100 = 140 \text{ kN} \leq V_{Rd2} \text{ (OK)}$$

- Armadura positiva

$$A_s = \frac{1,4 \times 90}{50/1,15} = 2,898 \rightarrow 2\phi 16 \text{ (4,02 cm}^2\text{)}$$

- Armadura negativa

$$A_s = \frac{1,4 \times 160}{50/1,15} = 4,84 \rightarrow 4\phi 12,5 \text{ (4,91 cm}^2\text{)}$$

- Armadura transversal

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{1,4 \times 100}{1 \times 1 \times 50/1,15} = 3,22 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \phi 8 \text{ c/30 (3,35 cm}^2/\text{m)}$$

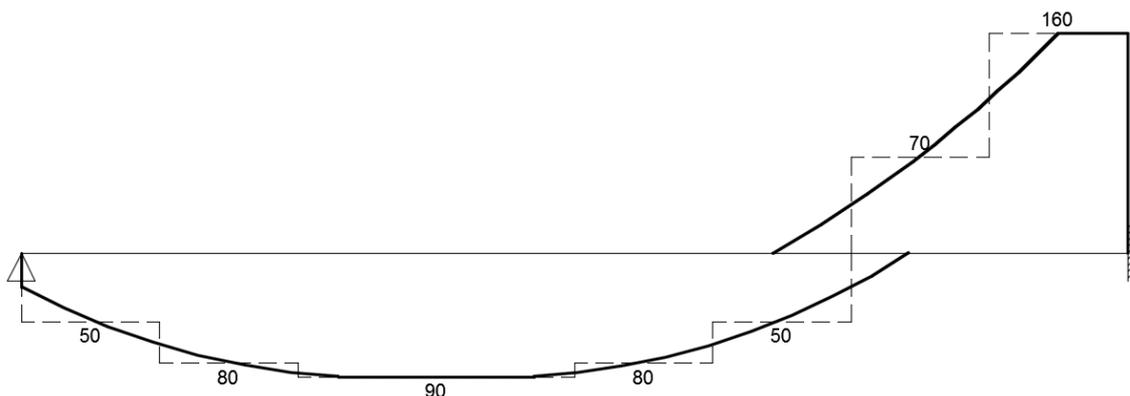


Figura 5-3 – Diagrama de momentos fletores corrigido em linha cheia e de tração na treliça discreta em linha tracejada.

Para se executar um correto detalhamento das armaduras deve ser efetuado o cálculo dos comprimentos de ancoragem com o auxílio das tabelas apresentadas nos Anexos.

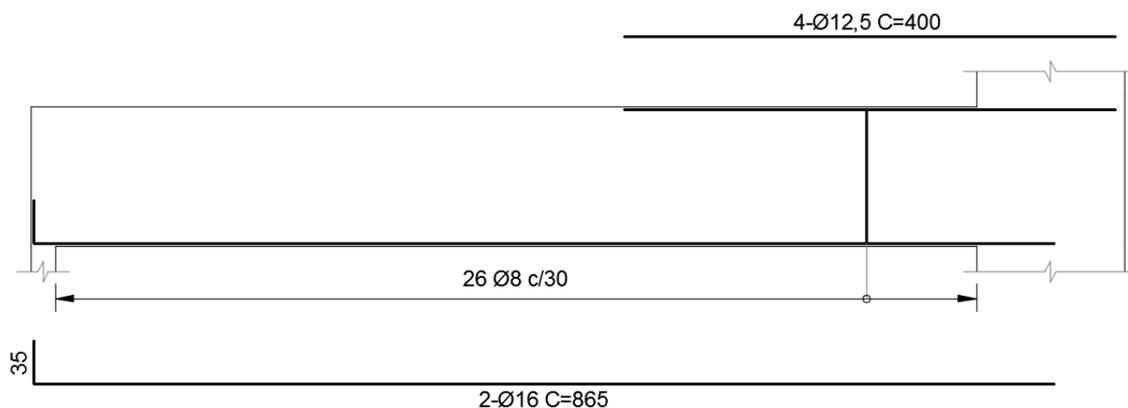


Figura 5-4 – Detalhe das armaduras calculadas pelo Método de Bielas e Tirantes.

Neste exemplo não foram quantificadas as taxas de armadura mínima de flexão, de armadura transversal e a armadura de pele necessária a todas as vigas com altura superior a 60 cm, que podem ser verificadas de acordo com os itens 17.3.5.2.1, 17.4.1.1.1 e 17.3.5.2.3 da NBR 6118 (2014).

5.2. Viga com abertura próxima ao apoio

Para este modelo foi adotado um carregamento distribuído de 27,9 kN/m e um momento fletor no apoio central da viga V5 do 1º pavimento de 140 kN.m, calculados no próprio TQS. O modelo do vão com abertura pode ser visto na Figura 5-5 e as forças no contorno da abertura na Figura 5-6. Para esta viga serão analisados somente as forças no contorno da abertura, pois o restante da viga pode ser dimensionado de acordo com os processos usuais.

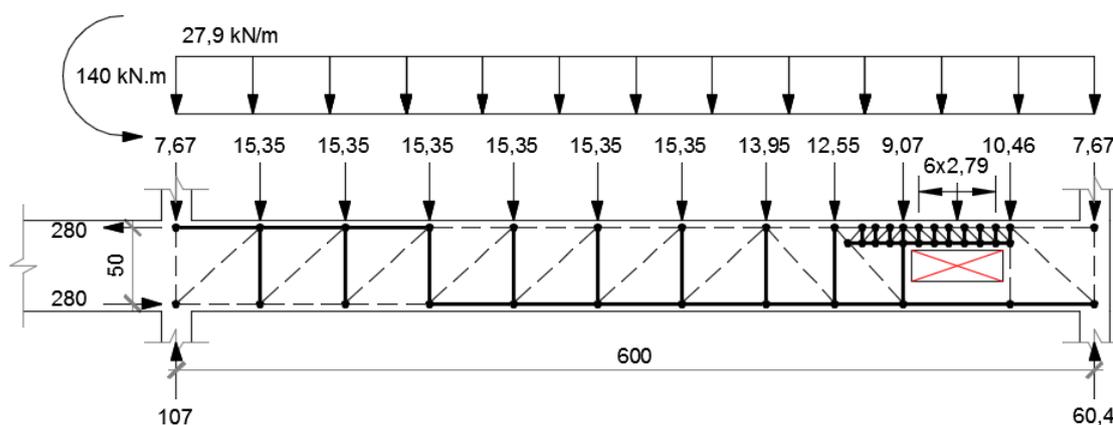


Figura 5-5 – Modelo de bielas e tirantes da viga com abertura.

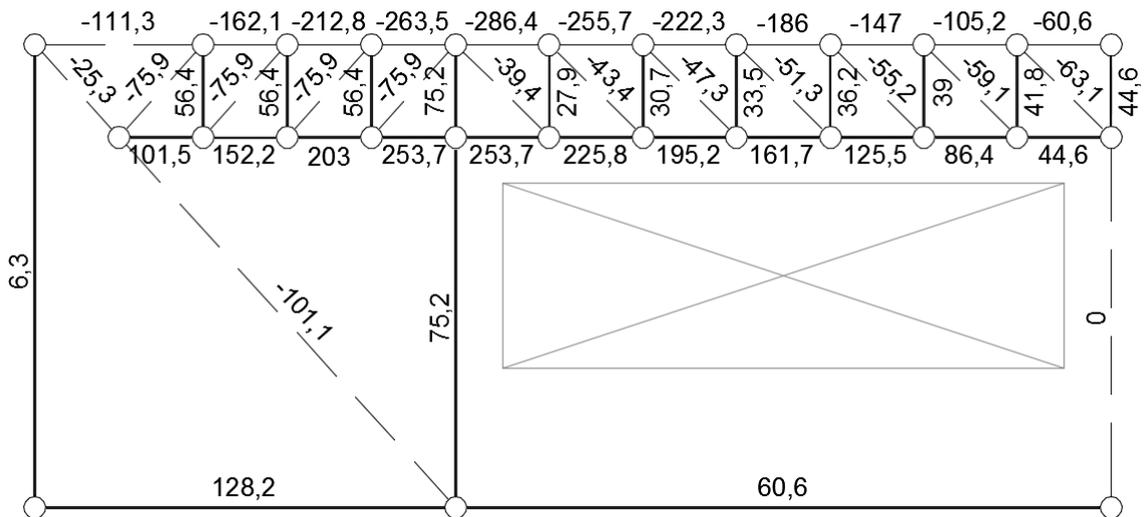


Figura 5-6 – Detalhe dos esforços no contorno da abertura.

Cálculo das armaduras no contorno da abertura

- Armadura longitudinal

$$A_s = \frac{1,4 \times 253,7}{50/1,15} = 8,2 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\text{Ø}20 (9,42 \text{ cm}^2)$$

- Armadura transversal no banzo comprimido

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{1,4 \times 41,8}{0,1 \times 50/1,15} = 13,46 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \text{Ø}10 \text{ c}/10 (15,7 \text{ cm}^2/\text{m})$$

- Armadura transversal lateral

$$A_s = \frac{1,4 \times 75,2}{50/1,15} = 2,42 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\text{Ø}6,3 (2,5 \text{ cm}^2)$$

- Biela no banzo comprimido

$$f_{cd2} = 0,6 \times \left(1 - \frac{25}{250}\right) \times \frac{25.000}{1,4} = 9.643 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_c = \frac{1,4 \times 63,1}{\text{sen}45^\circ \times 0,1 \times \text{cos}45^\circ \times 0,2} = 8.834 \text{ kN/m}^2 \leq f_{cd2} \text{ (OK)}$$

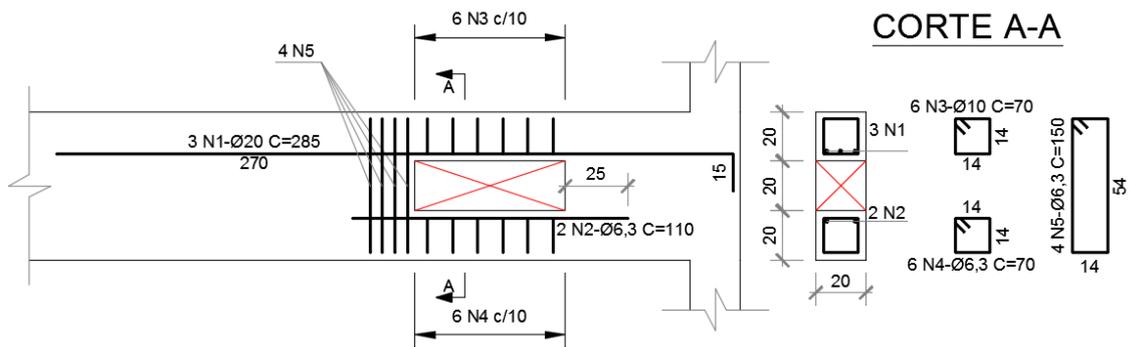


Figura 5-7 – Detalhamento das armaduras no contorno da abertura pela solução de bielas e tirantes proposta.

5.3. Viga com variação de altura no meio do vão

Para a análise da viga V2 do primeiro pavimento foram adotados os carregamentos e solicitações de extremidades apresentados na Figura 5-8.

Para esta viga serão analisados somente as solicitações no contorno da variação de altura, já que o restante da viga pode ser dimensionado da forma usual. As solicitações nessa região são mostradas na Figura 5-9.

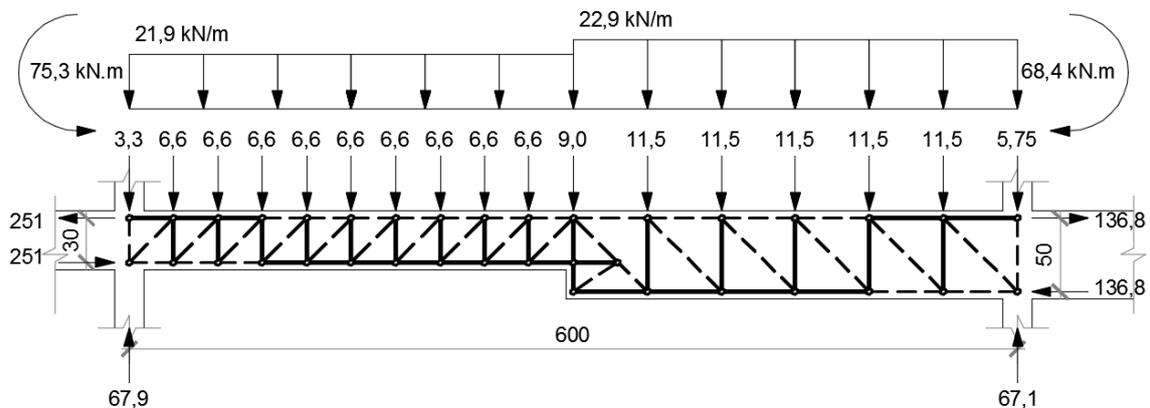


Figura 5-8 – Modelo de bielas e tirantes da viga com variação de altura no meio do vão.

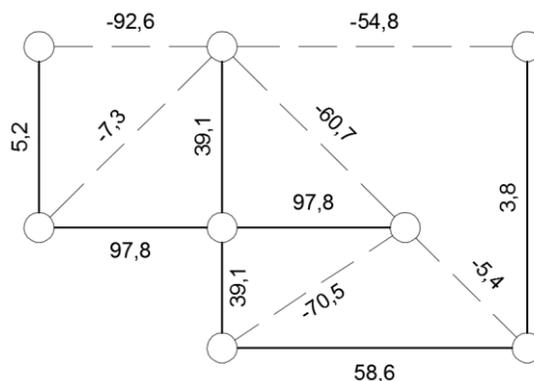


Figura 5-9 – Detalhe das forças no contorno da variação de altura.

Cálculo das armaduras no contorno da variação de altura

- Armadura longitudinal na altura menor

$$A_s = \frac{1,4 \times 97,8}{50/1,15} = 3,15 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\emptyset 12,5 (3,69 \text{ cm}^2)$$

- Armadura longitudinal na altura maior

$$A_s = \frac{1,4 \times 58,6}{50/1,15} = 1,89 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\emptyset 8 (2 \text{ cm}^2)$$

- Armadura transversal na transição entre as diferentes seções

$$A_s = \frac{1,4 \times 39,1}{50/1,15} = 1,26 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\emptyset 10 (1,57 \text{ cm}^2)$$

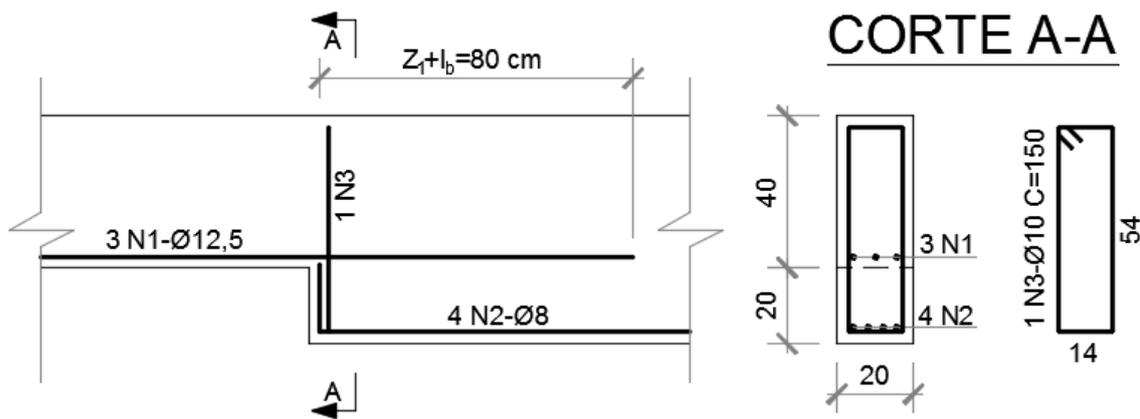


Figura 5-10 – Detalhamento das armaduras no contorno da variação de altura, sendo Z_1 a altura do menor braço de alavanca da treliça.

5.4. Viga com força concentrada próxima ao apoio

Na viga V7 da cobertura será analisada somente a influência da força concentrada no apoio, sendo os efeitos da carga distribuída desprezados (Figura 5.11).

- Força cortante reduzida

$$V_{sd,red.} = \frac{1,4 \times 73 \times 0,6}{2 \times 0,56} = 54,75 \text{ kN}$$

$$f_{ctd} = 0,15 \times \sqrt[3]{25^2} = 1,282 \text{ MPa}$$

$$V_C = 0,6 \times 1282 \times 20 \times 56 = 86,18 \text{ kN}$$

Como V_C é superior a V_{Sd} reduzido é necessária somente armadura mínima.

- Armadura mínima

$$\frac{A_{Sw,min.}}{s} = 0,2 \times \frac{0,3 \times \sqrt[3]{25^2}}{500} \times 0,2 \times 10^4 = 2,05 \text{ cm}^2/m$$

$$\frac{A_{Sw,min.}}{s} = \emptyset 6,3 \text{ c}/30 \text{ (} 2,08 \text{ cm}^2/m \text{)}$$

- Armadura horizontal

$$\frac{A_{Sw}}{s} = \frac{0,3 \times 1,4 \times 73}{0,6 \times 50/1,15} = 1,17 \text{ cm}^2/m \rightarrow \emptyset 6,3 \text{ c}/25 \text{ (} 2,5 \text{ cm}^2/m \text{)}$$

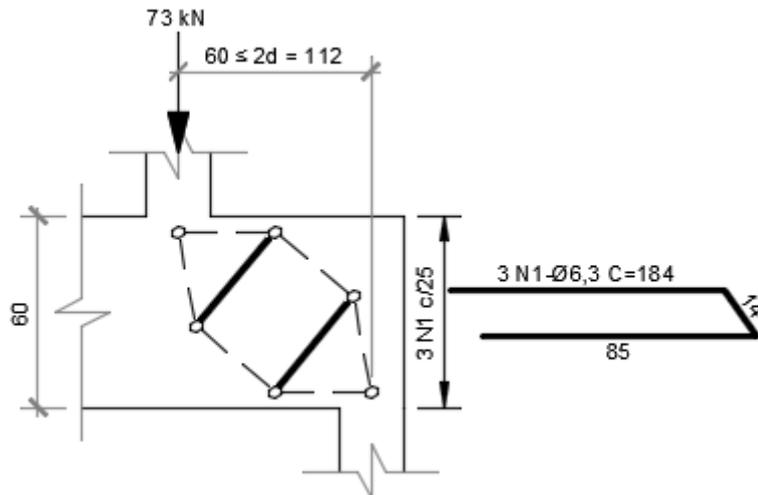


Figura 5-11 – Modelo de bielas e tirantes para força direta próxima ao apoio com o detalhamento adequado.

5.5. Vigas com carga indireta

A viga V6 está apoiada nas vigas V1, V2 e V3 (viga invertida) sendo necessário ser suspensa por tirantes verticais, como mostrado na Figura 5-12.

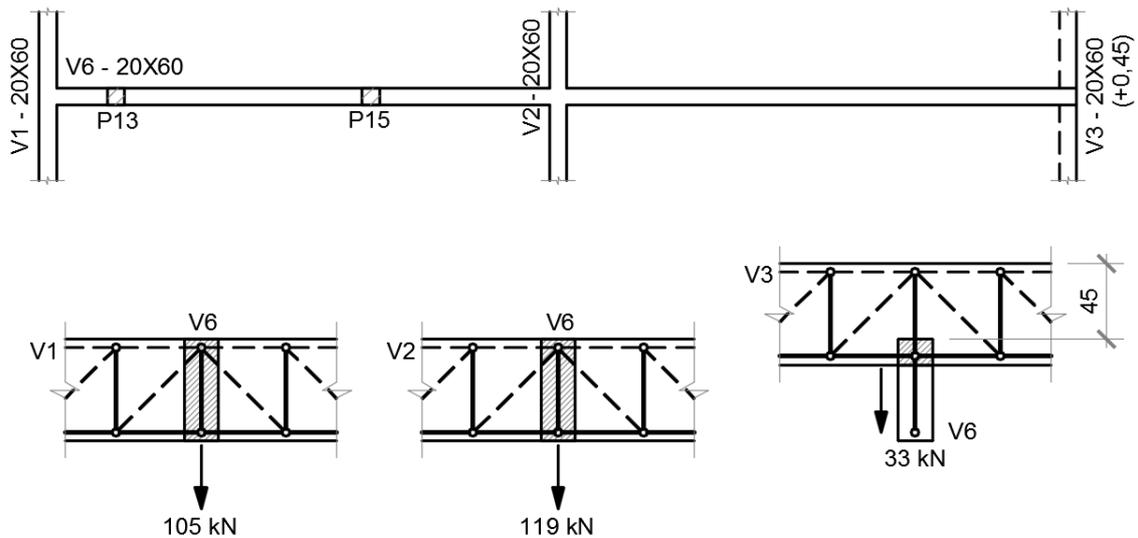


Figura 5-12 – Detalhamento esquemático do posicionamento das vigas e modelos de bielas e tirantes localizados na região de apoio indireto.

Cálculo das armaduras de suspensão concentradas nas vigas de suporte

V1

$$A_{S,susp.} = \frac{1,4 \times 105}{50/1,15} = 3,38 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \times 6 \text{ } \varnothing 6,3 \text{ (3,74 cm}^2\text{)}$$

V2

$$A_{S,susp.} = \frac{1,4 \times 119}{50/1,15} = 3,83 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \times 8 \text{ } \varnothing 6,3 \text{ (5 cm}^2\text{)}$$

V3

$$A_{S,susp.} = \frac{1,4 \times 33}{50/1,15} = 1,06 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \text{ } \varnothing 10 \text{ (1,57 cm}^2\text{)}$$

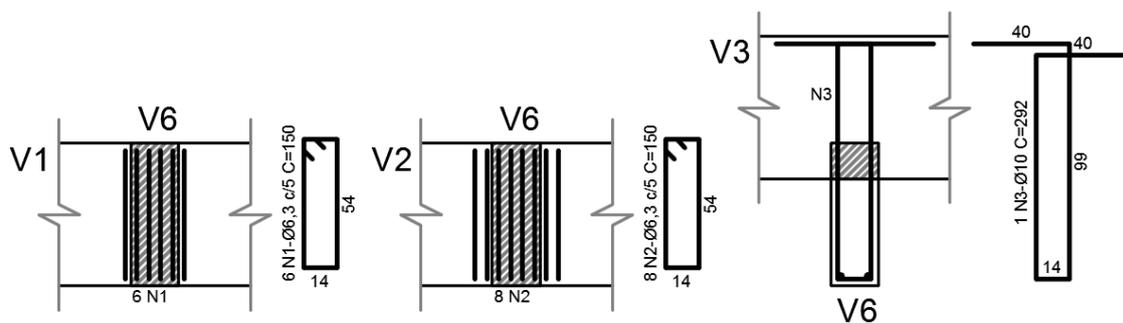


Figura 5-13 – Detalhamento das armaduras de suspensão.

5.6. Vigas-parede bi-apoiadas com carga indireta

Todas as vigas-parede são iguais, sendo necessário calcular somente uma. A força total fornecida pelo TQS (23,7 kN/m), deve ser separada nas parcelas de peso próprio e força aplicada, esta a ser suspensa.

- Peso próprio da viga parede

$$PP_{VP} = 0,2 \times 2 \times 25 = 10 \text{ kN/m}$$

- Carga distribuída inferior na viga parede

$$Q_i = 23,7 - 10 = 13,7 \text{ kN/m}$$

- Momento fletor positivo

$$M = \frac{23,7 \times 3^2}{8} = 26,66 \text{ kN.m}$$

- Altura do braço de alavanca

$$z = 0,45 \times 2 + 0,15 \times 3 = 1,35 \text{ m}$$

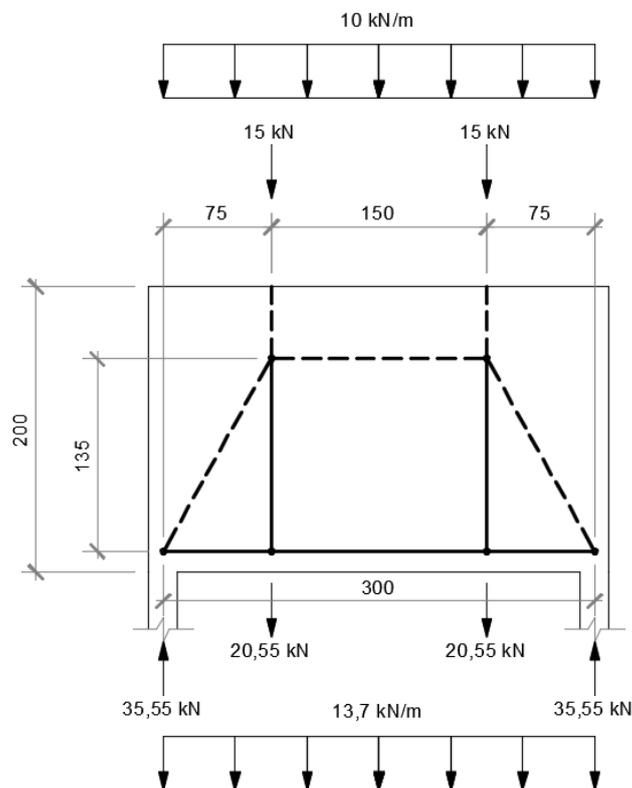


Figura 5-14 – Modelo de bielas e tirantes da viga-parede da caixa d'água.

Cálculo das armaduras

- Armadura mínima vertical e horizontal

$$A_{S,min.} = 0,00075 \times 20 \times 100 = 1,5 \text{ cm}^2/\text{m}/\text{face}$$

$$\emptyset 6,3 \text{ c}/20 (1,56 \text{ cm}^2/\text{m})$$

- Armadura longitudinal inferior

$$A_S = \frac{1,4 \times 26,66}{1,35 \times 50/1,15} = 0,64 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\emptyset 8 (1 \text{ cm}^2)$$

- Estribos de suspensão

$$\frac{A_{Sw}}{s} = \frac{1,4 \times 13,7}{50/1,15} = 0,44 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Tensão de compressão no apoio

$$f_{cd3} = 0,72 \times \left(1 - \frac{25}{250}\right) \times \frac{25.000}{1,4} = 11.571 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_c = \frac{1,4 \times 35,55}{0,2 \times 0,2} = 1.244 \text{ kN/m}^2 \leq f_{cd3} (OK)$$

PAR.1=PAR.2=PAR.3=PAR.4 (4x)

CORTE A-A

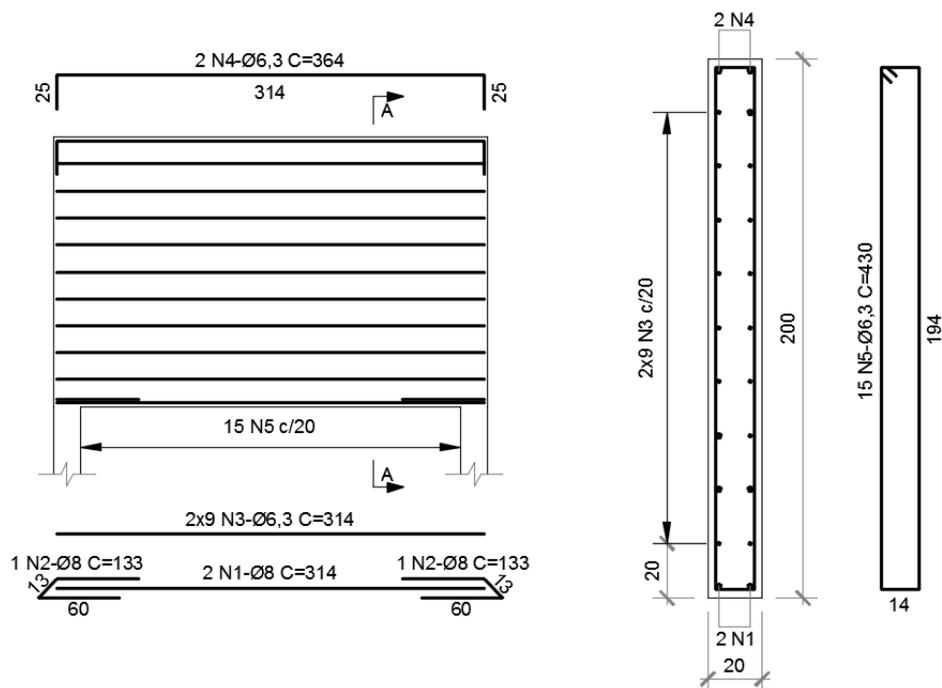


Figura 5-15 – Detalhamento das armaduras das vigas-parede da caixa d'água com o Método de Bielas e Tirantes.

5.7. Consolo curto

Pelo TQS a viga-parede da fachada resulta numa reação no apoio central de 80 kN. Para o cálculo do consolo curto é necessário verificar o comprimento x e a altura y de maneira a atender a tensão máxima no nó crítico junto ao pilar. Posteriormente é calculada a armadura no tirante. Foi adotado o coeficiente adicional $\gamma_n = 1,0$. O modelo em estudo pode ser visto na Figura 5-16 e seu detalhamento na Figura 5-17.

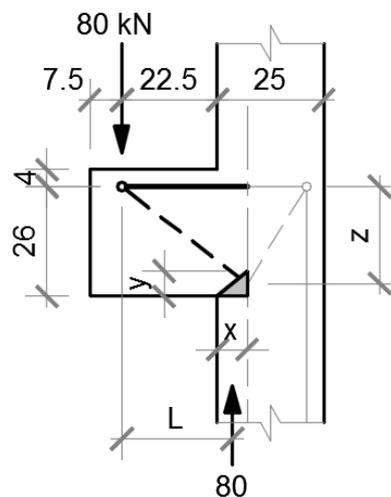


Figura 5-16 – Modelo de bielas e tirantes do consolo curto C2.

$$f_{cd1} = 0,85 \times \left(1 - \frac{25}{250}\right) \times \frac{25.000}{1,4} = 13.661 \text{ kN/m}^2$$

$$x = \frac{1,4 \times 80}{0,2 \times 13.661} = 0,04 \text{ m}$$

$$L = \frac{0,04}{2} + 0,225 = 0,245 \text{ m}$$

$$y = 0,26 - \sqrt{0,26^2 - 2 \times 0,245 \times 0,04} = 0,04 \text{ m}$$

$$z = 0,26 - \frac{0,04}{2} = 0,24 \text{ m}$$

Conhecidas as variáveis x e y torna-se possível determinar as armaduras.

Cálculo das armaduras

- Armadura mínima no tirante

$$A_{S,tir.mín.} = \frac{0,04 \times 20 \times 26 \times 25}{500} = 1,04 \text{ cm}^2$$

- Armadura principal no tirante

$$A_s = \frac{1,4 \times 80 \times 0,245}{0,24 \times 50/1,15} = 2,63 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\emptyset 16 \text{ (} 4 \text{ cm}^2 \text{)}$$

- Armadura de costura

$$A_{S,Cos.} = 0,4 \times 2,63 = 1,05 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\emptyset 6,3 \text{ (} 1,25 \text{ cm}^2 \text{)}$$

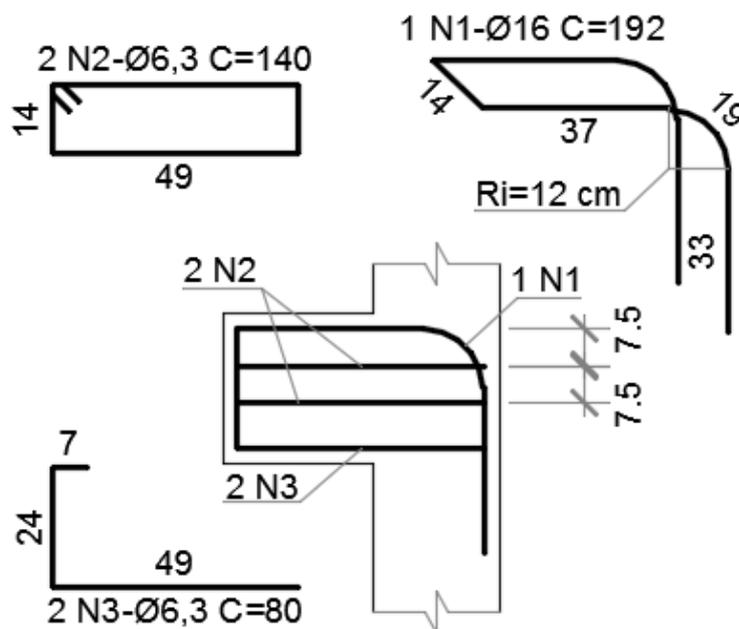


Figura 5-17 – Detalhamento do consolo curto C2.

5.8. Pilar com variação de seção entre pavimentos

O pilar com variação de seção mais solicitado foi o P8 com força normal de projeto igual a 485 kN no primeiro pavimento. O modelo de bielas e tirantes para esta transição pode ser visto na Figura 5-18 e o detalhamento na Figura 5-19.

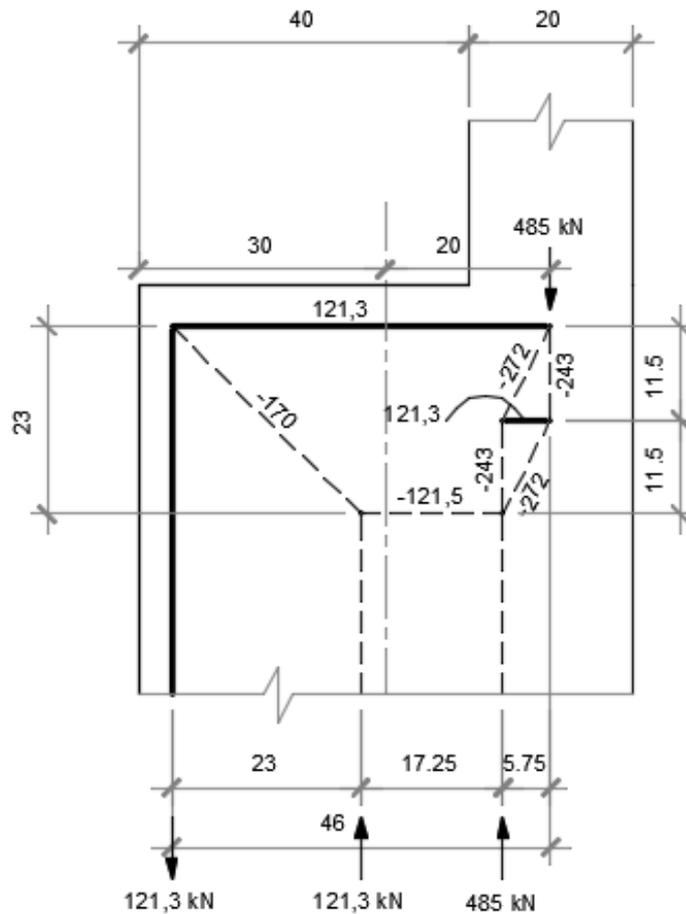


Figura 5-18 – Modelo de bielas e tirantes da transição no pilar P8.

Cálculo das armaduras

- Armadura no tirante superior

$$A_s = \frac{121,3}{50/1,15} = 2,8 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\emptyset 10 (3,14 \text{ cm}^2)$$

- Armadura de fendilhamento

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{121,3}{0,6 \times 0,6 \times 50/1,15} = 7,75 \text{ cm}^2/m \rightarrow \emptyset 8 \text{ c}/12,5 (8 \text{ cm}^2/m)$$

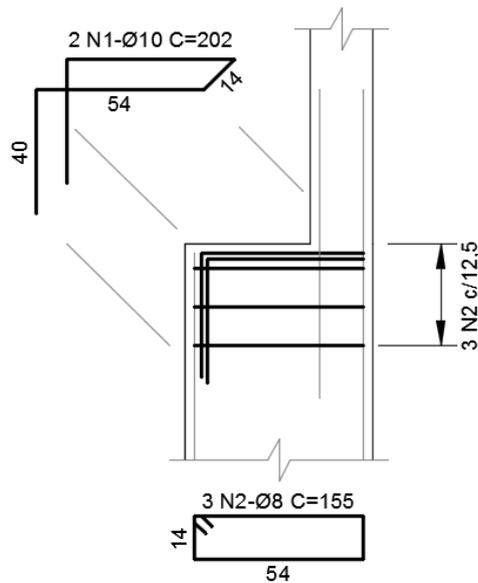


Figura 5-19 – Detalhamento das armaduras na transição do pilar P8.

5.9. Lajes com abertura

A abertura da laje L2 na cobertura atende os limites permitidos pela NBR 6118 (2014) para dispensa de verificações, bastando acrescentar a armadura local contornando a abertura como definido no item 3.8.

Armaduras adotadas pelo CAD/Lajes que são interrompidas devido à abertura:

- Armadura positiva longitudinal: Ø8 c/20;
- Armadura positiva transversal: Ø8 c/15.

Segundo a tabela apresentada nos anexos, o comprimento de ancoragem em zona de boa aderência, para barra reta de aço CA-50, em concreto com $f_{ck} = 25$ MPa, é de $38 \varnothing$. Adotando o mesmo diâmetro das barras interrompidas e o menor espaçamento para se evitar erros construtivos nos grampos, sendo o comprimento total de ancoragem na abertura:

$$l_b + \frac{b}{2} = 38 \times 0,8 + 60/2 = 60 \text{ cm}$$

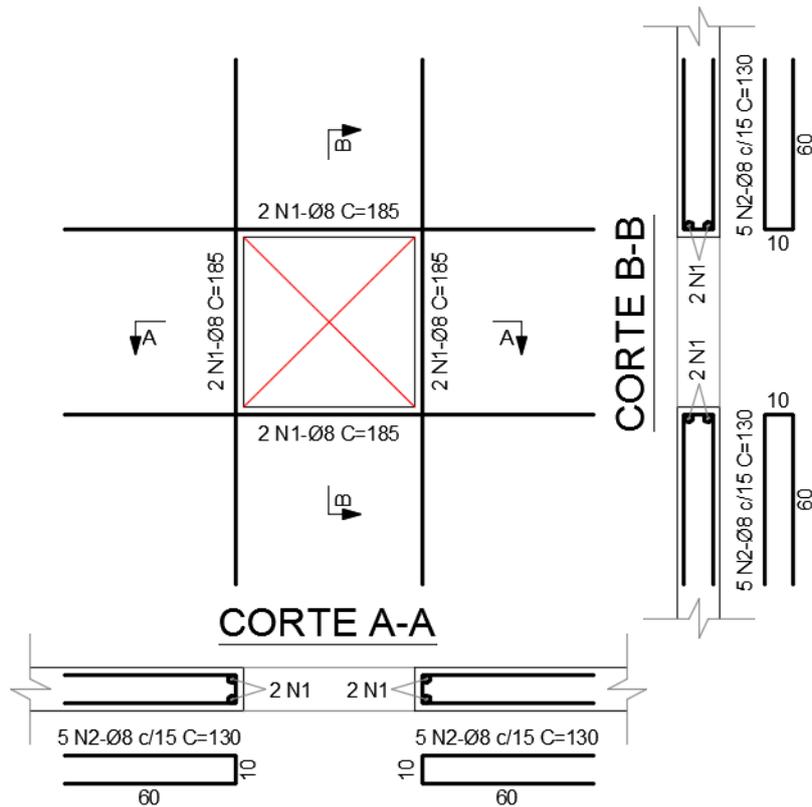


Figura 5-20 – Detalhe das armaduras na abertura da laje L2 da cobertura.

No caso da laje L2 do primeiro pavimento a abertura apresenta dimensões de 1/5 do vão, grande o suficiente para mudar o comportamento estrutural da laje. Será então realizada a resolução manual das armaduras junto à da abertura da laje.

Para calcular os momentos característicos foi utilizada a laje tipo 5B da tabela de Bares para um carregamento distribuído de $7,25 \text{ kN/m}^2$. Na Figura 5-21 mostra-se o esquema de cálculo da laje sem a abertura e os momentos atuantes (kN.m/m).

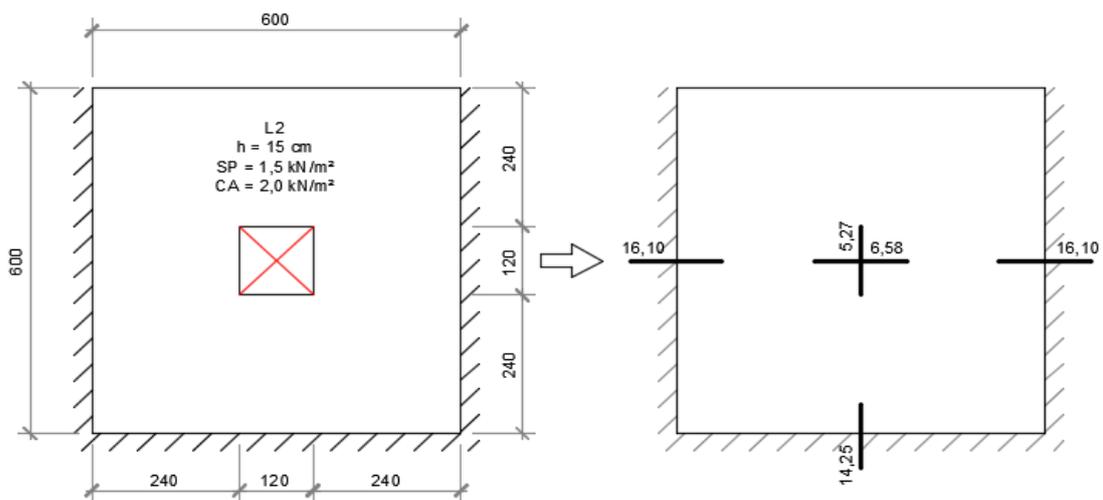


Figura 5-21 – Laje L2 do 1º pavimento.

Considerando-se a altura útil d de 11 cm e o braço de alavanca z como $0,9.d$, o modelo de bielas e tirante terá uma altura z de 10 cm.

- Modelo no sentido vertical

$$C = T = \frac{1,4 \times 5,27 \times 1,2}{2 \times 0,1} = 44,3 \text{ kN}$$

- Armadura complementar local no sentido vertical

$$\frac{44,3 \times 0,4}{50/1,15} = 0,41 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\emptyset 8 (0,5 \text{ cm}^2)$$

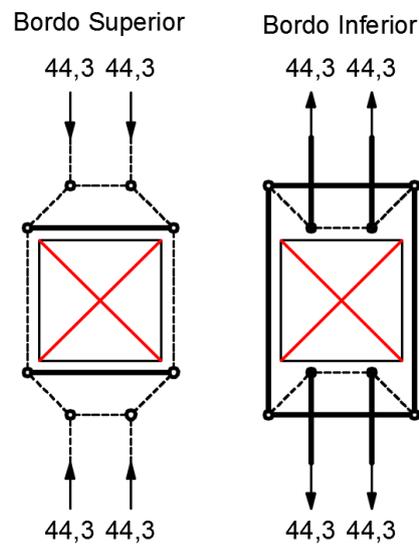


Figura 5-22 – Modelo vertical de bielas e tirantes da abertura na laje.

- Modelo no sentido horizontal

$$C = T = \frac{1,4 \times 6,58 \times 1,2}{2 \times 0,1} = 55,3 \text{ kN}$$

- Armadura complementar local no sentido horizontal

$$\frac{55,3 \times 0,4}{50/1,15} = 0,51 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\emptyset 8 (0,5 \text{ cm}^2)$$

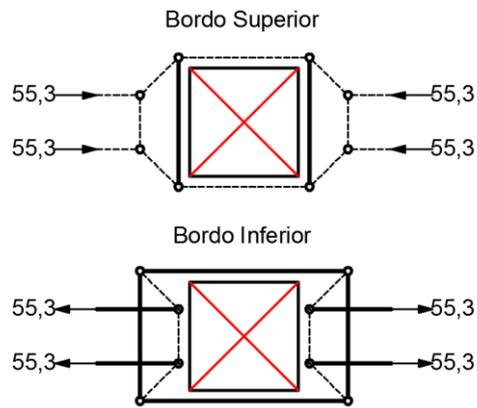


Figura 5-23 – Modelo horizontal de bielas e tirantes da abertura na laje.

O espaçamento dos grampos foi detalhado com base no espaçamento das armaduras da laje calculadas pelo TQS, de 20 cm. As armaduras positivas interrompidas pela abertura foram divididas igualmente para cada lado, ficando 3 Ø8 mm concentrados em cada face.

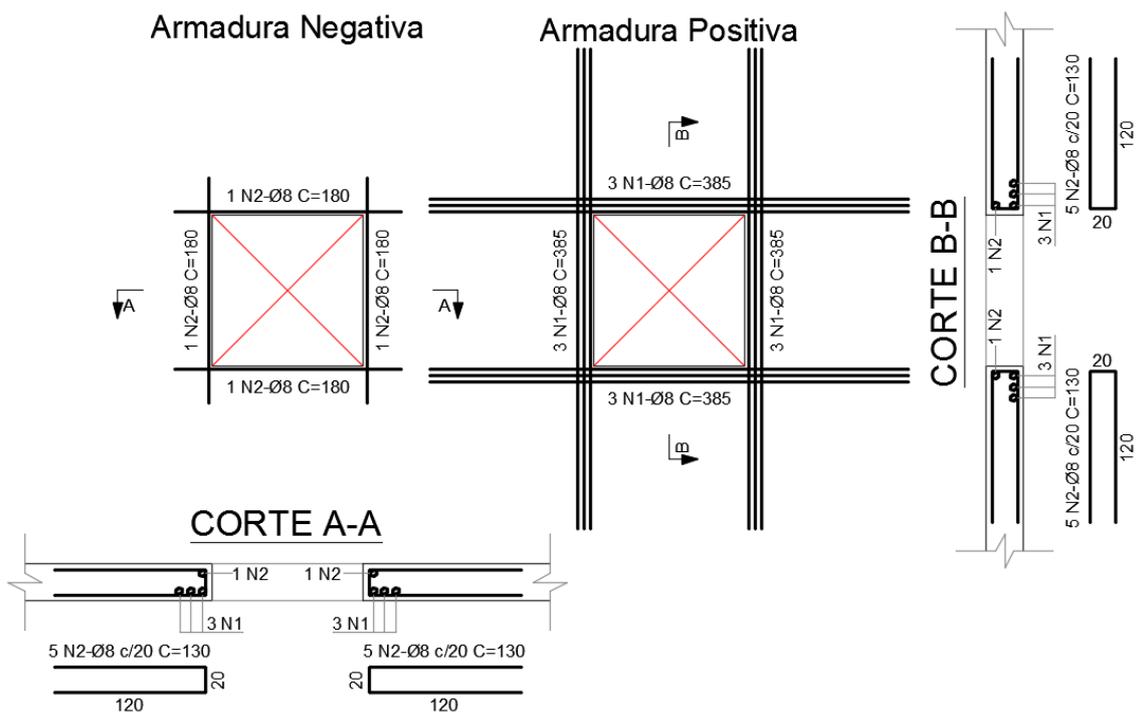


Figura 5-24 – Detalhe da armação na abertura da laje L2 do 1º pavimento.

5.10. Blocos sobre estacas

Para a resolução manual dos blocos foram adotadas as mesmas solicitações características obtidas no TQS para os blocos B5 e B6.

Bloco B5 de 2 estacas

Na Figura 5-25 é possível ver o modelo de bielas e tirantes do bloco B5 para força centrada e momento fletor característicos (em kN, kN.m) e dimensões em cm.

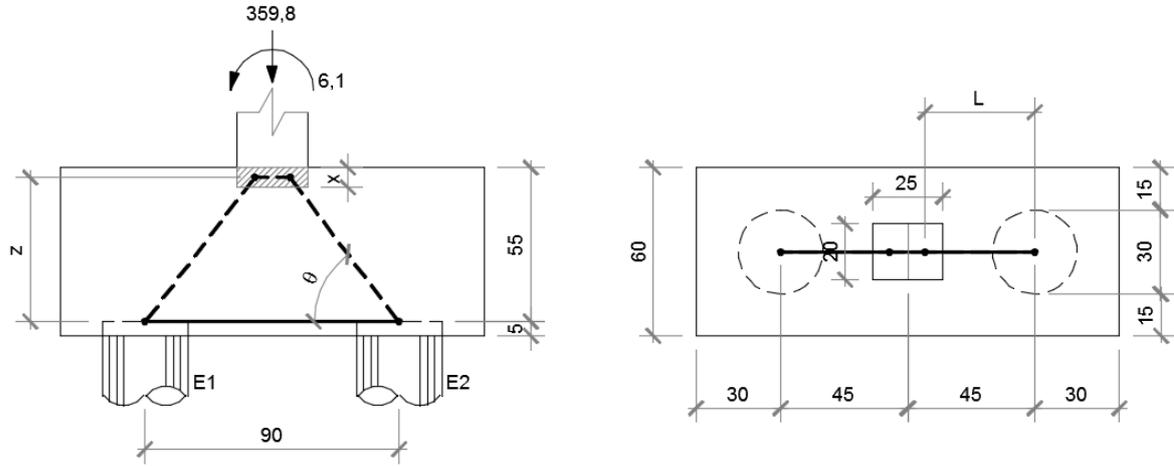


Figura 5-25 – Modelo de bielas e tirantes do bloco B5.

- Força na estaca E1

$$P_{E1} = \frac{359,8}{2} + \frac{6,1}{0,90} = 186,68 \text{ kN}$$

- Força na estaca E2

$$P_{E2} = \frac{359,8}{2} - \frac{6,1}{0,9} = 173,12 \text{ kN}$$

- Comprimento horizontal da biela inclinada

$$L = \frac{0,9}{2} - \frac{0,25}{4} = 0,3875 \text{ m}$$

- Altura da região comprimida

$$f_{cd1} = 0,85 \times \left(1 - \frac{25}{250}\right) \times \frac{25.000}{1,4} = 13.661 \text{ kN/m}^2$$

$$x = 0,55 - \sqrt{0,55^2 - \frac{2 \times 1,4 \times 186,68 \times 0,3875}{0,2 \times 13.661}} = 0,07 \text{ m}$$

- Área do pilar ampliada

$$(0,2 + 4 \times 0,07) \times (0,25 + 4 \times 0,07) = 0,254 \text{ m}^2$$

- Altura do braço de alavanca

$$z = 0,55 - 0,07/2 = 0,515 \text{ m}$$

- Ângulo de inclinação da biela

$$\theta = \text{tg}^{-1} \left(\frac{0,515}{0,3875} \right) = 53^\circ$$

- Tensão na biela junto ao pilar

$$\sigma_p = \frac{1,4 \times 186,68 \times 2}{0,254 \times (\text{sen } 53)^2} = 3.226,4 \text{ kN/m}^2 \leq f_{cd1}$$

- Tensão na biela junto à estaca mais comprimida

$$f_{cd3} = 0,72 \times \left(1 - \frac{25}{250} \right) \times \frac{25.000}{1,4} = 11.571 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{E1} = \frac{1,4 \times 186,68}{\frac{\pi \times 0,3^2}{4} \times (\text{sen } 53)^2} = 5.797,5 \text{ kN/m}^2 \leq f_{cd3}$$

- Armadura do tirante

$$A_s = \frac{1,4 \times 186,68 \times 0,3875}{0,515 \times 50/1,15} = 4,52 \text{ cm}^2 \rightarrow 6\emptyset 10 (4,71 \text{ cm}^2)$$

As demais armaduras são construtivas e devem manter a abertura de fissuras sob controle. Nesse caso para uma classe de agressividade ambiental II, cobrimento de 3 cm e fissuras de até 0,3 mm, as armaduras podem ser calculadas para a menor dimensão do bloco (60 cm) pelo ábaco de Falkner apresentado nos anexos.

Adotando-se o diâmetro da armadura de 10 mm tem-se:

$$d_w = 3 + 7 \times 1 = 10 \text{ cm} \leq 60/4 = 15 \text{ cm}$$

$$\frac{A_s}{s} = 10 \times 0,66 = 6,6 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \text{Ø10 c/10 (7,85 cm}^2/\text{m)}$$

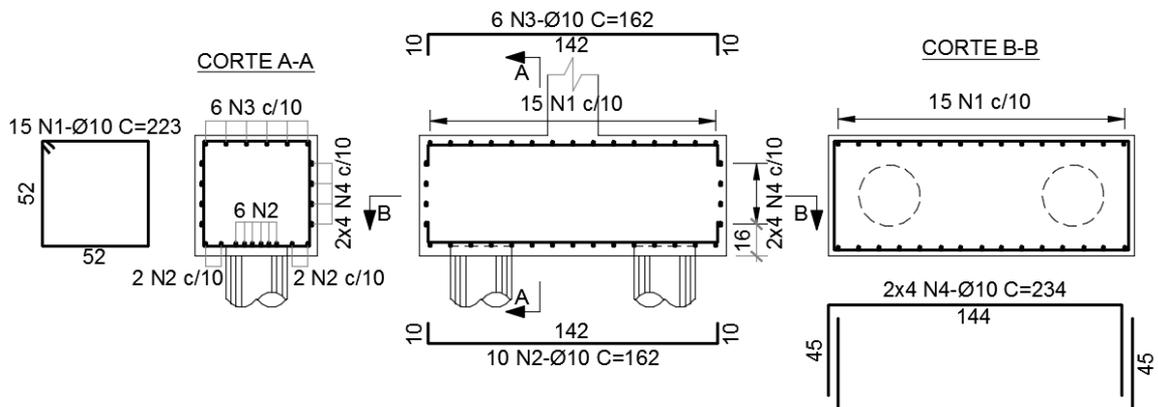


Figura 5-26 – Detalhamento das armaduras do bloco B5.

Bloco B6 de 4 estacas

Na Figura 5-27 tem-se o modelo de bielas e tirantes do bloco B6 para força centrada e momentos fletores característicos.

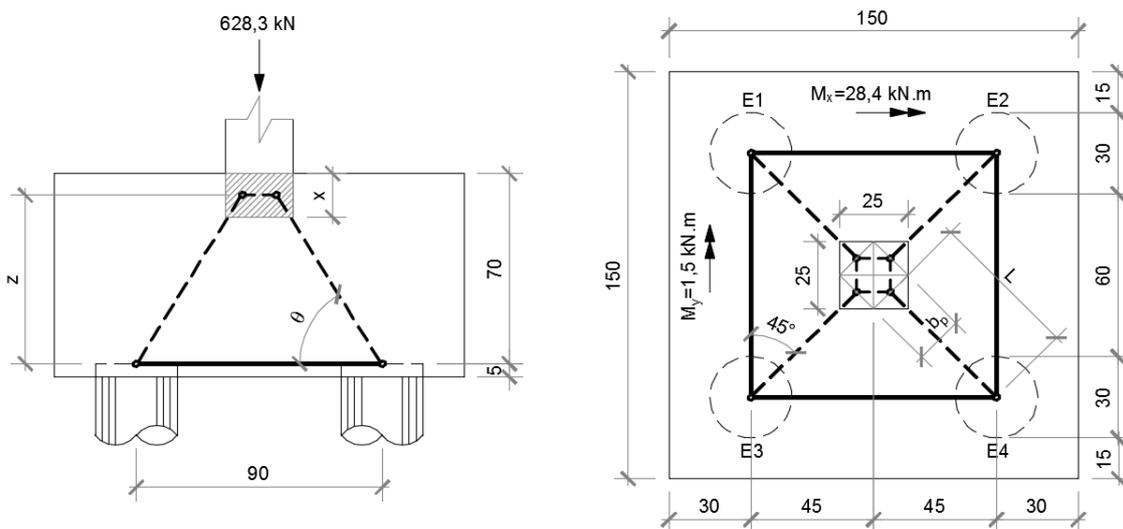


Figura 5-27 – Modelo de bielas e tirantes do bloco B6.

- Força na estaca E1

$$P_{E1} = \frac{628,3}{4} - \frac{28,4}{4 \times 0,45^2} \times 0,45 - \frac{1,5}{4 \times 0,45^2} \times 0,45 = 140,47 \text{ kN}$$

- Força na estaca E2

$$P_{E2} = \frac{628,3}{4} - \frac{28,4}{4 \times 0,45^2} \times 0,45 + \frac{1,5}{4 \times 0,45^2} \times 0,45 = 142,14 \text{ kN}$$

- Força na estaca E3

$$P_{E3} = \frac{628,3}{4} + \frac{28,4}{4 \times 0,45^2} \times 0,45 - \frac{1,5}{4 \times 0,45^2} \times 0,45 = 172,0 \text{ kN}$$

- Força na estaca E4

$$P_{E4} = \frac{628,3}{4} + \frac{28,4}{4 \times 0,45^2} \times 0,45 + \frac{1,5}{4 \times 0,45^2} \times 0,45 = 173,68 \text{ kN}$$

- Comprimento horizontal da biela inclinada

$$L = \frac{0,9 \times \sqrt{2}}{2} - \frac{0,25 \times \sqrt{2}}{4} = 0,548 \text{ m}$$

Para o cálculo da região comprimida o coeficiente φ é igual para ambas às direções, pois a geometria do pilar e do bloco são quadradas, resultando num modelo de bielas e tirantes também quadrado.

- Altura da região comprimida

$$f_{cd1} = 0,85 \times \left(1 - \frac{25}{250}\right) \times \frac{25.000}{1,4} = 13.661 \text{ kN/m}^2$$

$$\varphi = \frac{2 \times 1,4 \times 173,68 \times 0,548 \times \cos 45^\circ}{0,25 \times 13.661} = 0,055$$

$$x = 0,7 - \sqrt{0,7^2 - 2 \times 0,055} = 0,08 \text{ m}$$

- Área do pilar ampliada

$$(0,25 + 4 \times 0,08) \times (0,25 + 4 \times 0,08) = 0,325 \text{ m}^2$$

- Altura do braço de alavanca

$$z = 0,70 - 0,08/2 = 0,66 \text{ m}$$

- Ângulo de inclinação da biela

$$\theta = \operatorname{tg}^{-1}\left(\frac{0,66}{0,548}\right) = 50,3^\circ$$

- Tensão na biela junto ao pilar

$$\sigma_p = \frac{1,4 \times 173,68 \times 4}{0,325 \times (\operatorname{sen} 50,3)^2} = 5.055,3 \text{ kN/m}^2 \leq f_{cd1}$$

- Tensão na biela junto à estaca mais comprimida

$$f_{cd3} = 0,72 \times \left(1 - \frac{25}{250}\right) \times \frac{25.000}{1,4} = 11.571 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{E1} = \frac{1,4 \times 173,68}{\frac{\pi \times 0,3^2}{4} \times (\operatorname{sen} 50,3)^2} = 5.785,2 \text{ kN/m}^2 \leq f_{cd3}$$

- Armadura no tirante

$$A_s = \frac{1,4 \times 173,68 \times 0,548}{0,66 \times 50/1,15} \times \cos 45^\circ = 3,28 \text{ cm}^2 \rightarrow 5\emptyset 10 (3,93 \text{ cm}^2)$$

- Armadura de construção

$$d_w = 3 + 7 \times 1 = 10 \text{ cm} \leq 75/4 = 18,75 \text{ cm}$$

$$\frac{A_s}{s} = 10 \times 0,66 = 6,6 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \emptyset 10 \text{ c}/10 (7,85 \text{ cm}^2/\text{m})$$

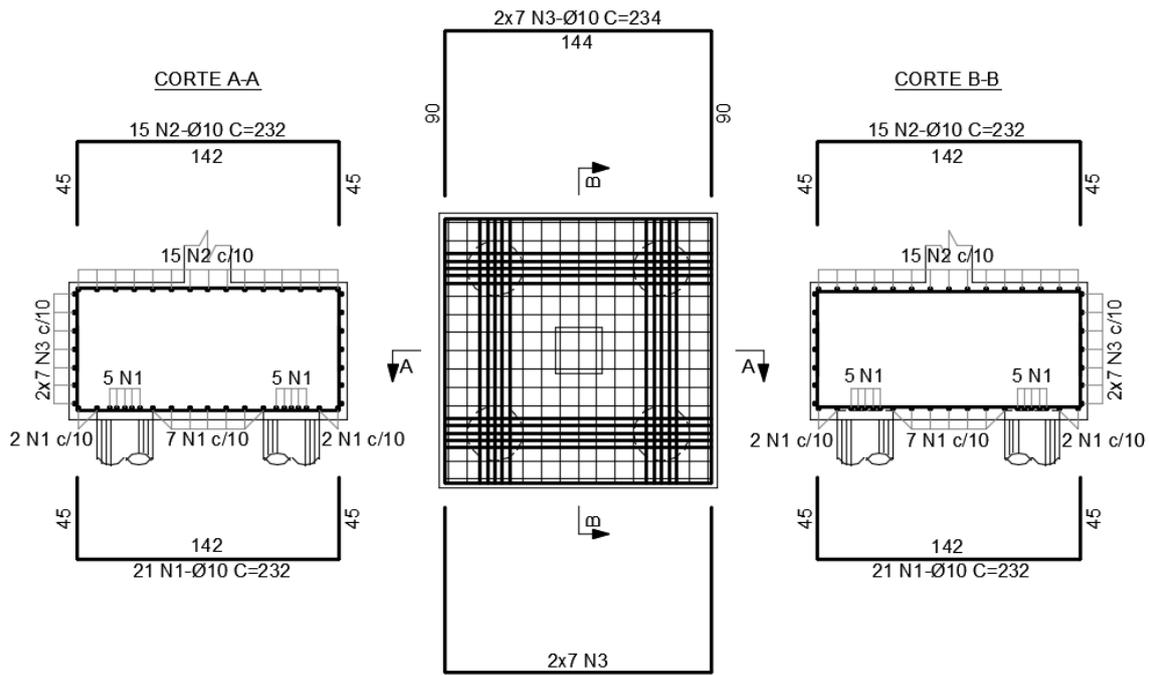


Figura 5-28 – Detalhe das armaduras do bloco B6.

5.11. Sapata rígida

No cálculo das solicitações na sapata S6 realizado pelo TQS os momentos fletores em ambas as direções são da ordem de 3% do força normal, assim sendo esses momentos foram desprezados.

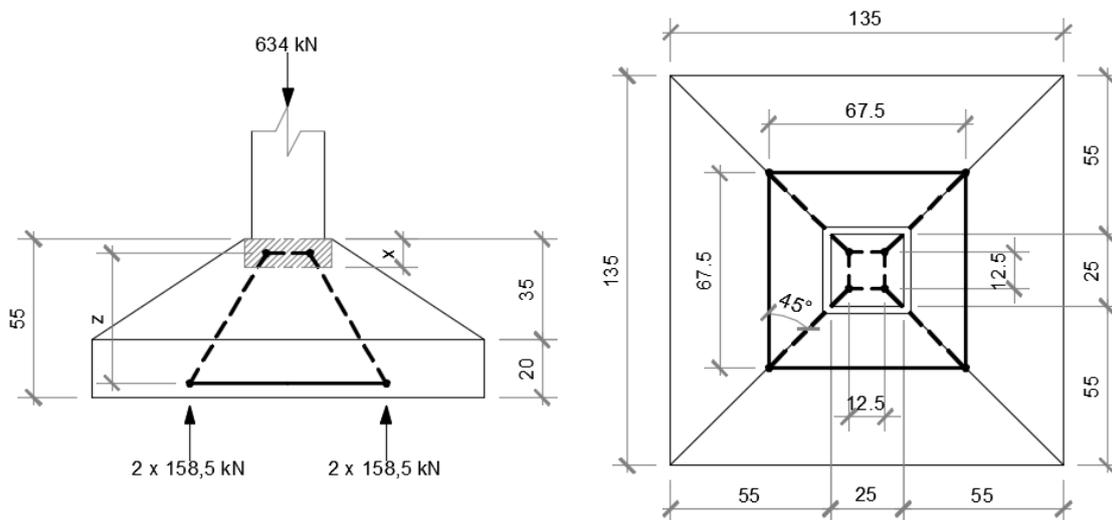


Figura 5-29 – Modelo de bielas e tirantes da sapata S6.

- Tensão na base da sapata

$$\sigma = \frac{1,4 \times 634}{1,35 \times 1,35} = 487 \text{ kN/m}^2$$

- Verificação da compressão diagonal

$$F_{sd} = 1,4 \times 634 - (487 \times 0,25 \times 0,25) = 857,2 \text{ kN}$$

$$\tau_{sd} = \frac{857,2}{4 \times 0,25 \times 0,5} = 1.714 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau_{Rd2} = 0,27 \times \left(1 - \frac{25}{250}\right) \times \frac{25.000}{1,4} = 4.339 \text{ kN/m}^2$$

- Determinação da altura do bloco comprimido

$$f_{cd1} = 0,85 \times \left(1 - \frac{25}{250}\right) \times \frac{25.000}{1,4} = 13.661 \text{ kN/m}^2$$

$$\varphi_x = \varphi_y = \frac{1,4 \times 634 \times (1,35 - 0,25)}{8 \times 0,25 \times 13.661} = 0,018$$

$$x = 0,5 - \sqrt{0,5^2 - 2 \times 0,018} = 0,038 \text{ m}$$

- Cálculo da armadura

$$z = 0,5 - 0,034/2 = 0,48 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{1,4 \times 634 \times (1,35 - 0,25)}{8 \times 1,35 \times 0,48 \times 50/1,15} = 2,17 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,min.} = \frac{0,15}{100} \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \varnothing 8 \text{ c}/15 (3,33 \text{ cm}^2/\text{m})$$

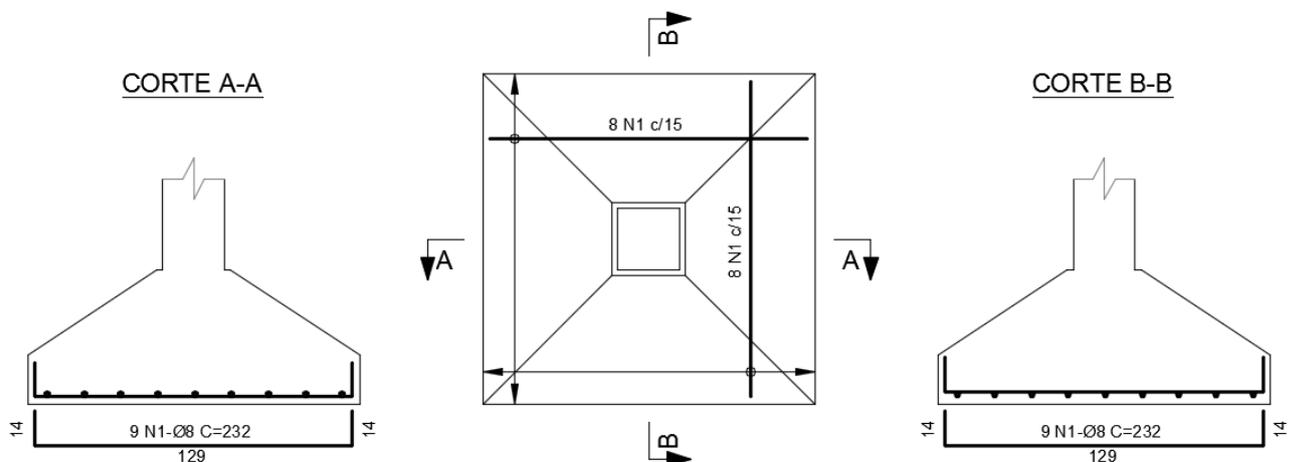


Figura 5-30 – Detalhamento das armaduras da sapata S6.

6. CONCLUSÕES

As conclusões serão apresentadas inicialmente por tipo de elemento analisado. Posteriormente é dada uma conclusão final.

Vigas com aberturas

O CAD/Vigas dimensiona e detalha automaticamente aberturas retangulares e circulares analisando as solicitações na seção situada no meio da abertura com base nos critérios de viga “Vierendeel”. Nesse modelo não são atendidas as condições de equilíbrio internas, o que não valida esse tipo de dimensionamento.

A solução por um modelo de bielas e tirantes proposta neste trabalho satisfaz às condições de equilíbrio e permite sua livre análise independente de restrições geométricas, obtendo-se uma armação assimétrica e mais conservadora em todas as posições principais do que as calculadas pelo CAD/Vigas.

Vigas com variação de altura

Apesar do TQS não permitir variar a seção no meio do vão é possível variar cada vão por completo, o que permite analisar as solicitações de acordo com a rigidez de cada trecho. Assim, para uma variação de altura no meio do vão foi necessário realizar uma comparação entre as solicitações com cada tipo de geometria desejada e adotar as e mais próximas do seu comportamento real, como realizado nos itens 4.4 e 5.2.

Quanto ao detalhamento é necessário fazê-lo manualmente, devendo a armadura de suspensão que equilibra a variação brusca de seção ser dimensionada por modelos de bielas e tirantes.

Vigas com força concentrada próximo ao apoio

Pode-se observar que o CAD/Vigas não detalha as armaduras horizontais necessárias a resistir as tensões de tração devidas à força concentrada próxima ao apoio. Observou-se também que no detalhamento das esperas do pilar as dobras deveriam estar para dentro e não para fora, o que corresponde a um mau detalhamento.

Como a força concentrada próximo ao apoio não foi tão elevada, faz-se necessária somente uma armadura transversal mínima, porém, é necessário acrescentar

manualmente armaduras horizontais em grampo para inibir as fissuras por fendilhamento que surgem próximas ao apoio.

Vigas com força indireta

O sistema permite modelar o cruzamento entre vigas, devendo o projetista indicar qual viga irá receber a força no cruzamento. Como a decisão é do projetista, uma decisão errada levará a uma consideração errônea por parte do programa. O TQS tem um recurso que mostra todos os cruzamentos a serem definidos e emite um aviso de erro caso algum cruzamento não tenha sido definido.

Definida a força a ser suspensa, o CAD/Vigas calcula e detalha a armadura dos estribos de suspensão automaticamente. O critério de definição do valor da faixa de distribuição dessas armaduras não foi identificado, dando a entender que o “software” arbitra uma faixa na viga que recebe a força.

Pelo Método de Bielas e Tirantes as armaduras devem ser preferencialmente concentradas na viga de suporte, na região de cruzamento entre vigas, mas é aceitável distribuí-la dentro dos limites mostrados no item 3.4. O CAD/Vigas atende então ao dimensionamento de suspensão de vigas adequadamente.

Vigas-parede

O CAD/TQS reconhece uma viga-parede, mas a calcula como uma viga comum, resultando em taxas elevadas de aço sem necessidade estrutural.

Pelo Método de Bielas e Tirantes a armadura longitudinal pode ser facilmente determinada dividindo-se os momentos fletores máximos pelos braços de alavanca, definidos com base em resultados da Teoria da Elasticidade, e também facilmente calculados de acordo com sua geometria e com a quantidade de apoios.

Com relação à armadura de suspensão para carregamento indireto esta pode ser calculada da mesma maneira que para vigas comuns.

Consolos curtos

Embora consolos curtos sejam mais usuais em edifícios pré-moldados, e o TQS PREO desenvolva o projeto desses edifícios, não se teve acesso a essa versão. A versão utilizada foi a voltada a edifícios de concreto armado moldados ‘in loco’.

O cálculo simplificado considerado pelo TQS, de analisar o consolo curto como viga em balanço, leva a uma maior área de aço na armadura principal quando comparado ao Método de Bielas e Tirantes, além de conduzir a um detalhamento equivocado e também não desenvolver a correta verificação da tensão máxima no concreto no nó crítico junto ao pilar.

A NBR 9062 (2017) fornece equações simplificadas para o cálculo das armaduras, mas o cálculo para a verificação da biela comprimida não é discutido. Apesar da simplicidade de aplicação das simplificações da NBR 9062 (2017), o mais recomendável é calcular as solicitações no consolo utilizando-se um modelo de bielas e tirantes como descrito neste trabalho.

Transições de pilares

O sistema permite facilmente variar a seção de pilares entre pavimentos. O CAD/Pilar dimensiona e detalha cada lance separadamente, emitindo uma nota de alerta nos desenhos de armadura onde ocorre variação de seção, ficando a responsabilidade para o engenheiro de verificar o dimensionamento e detalhamento na região de descontinuidade. É também necessário verificar na transição se as armaduras de espera do pavimento superior estão corretas, pois podem estar em excesso ou não haver nenhuma.

Aberturas em lajes

O CAD/Lajes não detalha as armaduras complementares locais no contorno de pequenas aberturas conforme recomendado pela NBR 6118 (2014), sendo necessário acrescentá-las manualmente. No caso de grandes aberturas, em que o comportamento da laje se altera, é necessário calcular manualmente as solicitações nos bordos livres com o auxílio de modelos de bielas e tirantes e posteriormente dimensionar e detalhar as armaduras no contorno da abertura.

Blocos sobre estacas

O CAD/Fundações calcula os blocos pelo Método de Bielas e Tirantes, sendo o método disponível de BLEVÓT e FRÉMY (1967) muito simplificado e não recomendado, por conduzir a tensões nas bielas junto ao pilar muito elevadas, e por considerar tensões limites muito superiores às prescritas na NBR 6118 (2014). O método proposto por FUSCO (1985) apresenta um modelo mais coerente, por calcular

uma profundidade x da zona comprimida sob o pilar, definir o braço de alavanca z dependente deste valor de x , considerar o espraçamento das tensões de compressão sob o pilar, resultando em menores tensões nas bielas, e por considerar as mesmas tensões limites das bielas descritas na NBR 6118 (2014).

O sistema se limita a calcular as solicitações somente para um pilar quadrado centralizado, sendo necessário utilizar um artifício de pilar quadrado equivalente, o que não assegura a precisão do cálculo. O sistema apresenta coeficientes de segurança adicionais que conduzem a uma armadura principal antieconômica, como o coeficiente COEFRED que reduz a altura do braço de alavanca e o coeficiente γ_n que majora os esforços.

É importante o projetista editar os dados dos critérios, de maneira que se tenha um melhor dimensionamento e um detalhamento apropriado, inclusive para se manter a abertura de fissuras sob controle, pois o sistema carece de referências quanto às armaduras de construção.

Sapatas rígidas

A aplicação do Método de Bielas e Tirantes para sapatas se mostrou uma solução mais simples e econômica quando comparado com o dimensionamento realizado pelo TQS. Parte dessa economia se deve ao fato do “software” majorar as solicitações por um coeficiente γ_n de 1,2.

O CAD/Fundações além da força normal considera os momentos atuando na base do pilar, calculando as tensões na base da sapata para uma flexão composta oblíqua e transformando essas tensões em um carregamento equivalente que atuará em cada uma das quatro abas. As abas são dimensionadas como se fossem uma viga em balanço com seção transversal trapezoidal, um dimensionamento refinado e bastante trabalhoso para se realizar manualmente.

O programa faz também diversas verificações extras, necessárias à segurança da edificação, como o risco de deslizamento, tombamento e à força cortante.

6.1. Conclusão final

Tendo em vista a aplicação quase que geral, atualmente, dos aplicativos de projeto automatizado de estruturas de concreto, considera-se necessária uma análise cuidadosa da confiabilidade desses sistemas. Escolheu-se neste trabalho analisar o aplicativo CAD/TQS (2017), um dos mais utilizados, conceituados e confiáveis dos “softwares” disponíveis no mercado nacional, quanto à consideração de regiões especiais.

Este aplicativo já foi objeto de diversos outros estudos na Escola Politécnica da UFRJ, como os de BELLAS (2015), AMÂNDULA (2015) e de RIBEIRO (2015). Estes estudos anteriores atestaram a grande confiabilidade do aplicativo.

O foco do presente estudo foi à consideração de regiões especiais pelo aplicativo, que evidentemente é um problema muito difícil de ser completamente automatizado. Identificou-se que esse, apesar de nem sempre analisar e detalhar as regiões da forma mais correta, sempre emite avisos para que o projetista faça as adaptações necessárias ao projeto, o que deverá assegurar a segurança das estruturas.

6.2. Sugestões para trabalhos futuros

Seria interessante realizar um trabalho semelhante a este com o auxílio do TQS PREO para estudar o comportamento de estruturas típicas pré-moldadas, como consolos curto, dentes Gerber e cálices de fundações.

Recomenda-se pesquisar mais detalhadamente, os modelos de bielas e tirantes que não foram comentados neste trabalho, obtendo-se com o auxílio de modelos de elementos finitos os fluxos das tensões, definindo modelos de treliça compatíveis com esse fluxo e se possível, realizando-se ensaios com estruturas reais.

O valor do coeficiente adicional γ_n majorador das solicitações em elementos especiais situados em regiões “D” não é claro quanto ao seu valor a se utilizar em cada modelo, exceto em consolos pré-moldados, o que justificaria um estudo de confiabilidade para determinar esse valor para modelos de bielas e tirantes.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMÂNDULA, M. V. D. *Análise automatizada de uma edificação com ênfase no projeto de vigas*. Projeto de Graduação, Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), **NBR 6118**, *Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos*. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), **NBR 8681**, *Ações e segurança nas estruturas – Procedimento*. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), **NBR 9062**, *Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado*. Rio de Janeiro, 2017.

BASTOS, P. S. S. *Sapatas de fundação*. Apostila da Faculdade de Engenharia da UNESP, Bauru, Brasil, 2016.

BELLAS, B. F. *Análise automatizada de uma edificação com ênfase no projeto de lajes*. Projeto de Graduação, Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

BLÉVOT, J.; FRÉMY, R. “Semelles sur pieux” *Annales de l’institut technique du batimento et des travaux publics*, 1967.

CARVALHO, R. C; PINHEIRO, L. M. *Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: volume 2*. Editora Pini, São Paulo, 2013.

DELALIBERA, R, G. *Análise numérica e experimental de blocos de concreto armado sobre duas estacas submetidos à ação de força centrada e excêntrica*. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2006.

FÉRÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (fib bulletins no.61). *Desing examples for strut-and-tie models*. Suíça, 2011.

FUSCO, P. B. *Técnicas de armar as estruturas de concreto*. Editora Pini, São Paulo, 1995.

HIBBELER, R.C. *Estática: Mecânica para Engenharia*, Pearson Prentice Hall, São Paulo, 12ª ed., 2011.

LEONHARDT, F; MÖNNING, E. *Construções de concreto, volume 3: princípios básicos sobre a armação de estruturas de concreto armado*. Editora Interciência Ltda, Rio de Janeiro, 1978.

LEONHARDT, F. *Construções de concreto, volume 4: verificação da capacidade de utilização*. Editora Interciência Ltda, Rio de Janeiro, 1979.

MÖRSCH, E. “Concrete-steel construction” *The engineering news publishing company*. 1909

RIBEIRO, E. H. R. *Análise automatizada de uma edificação com ênfase no projeto de pilares*. Projeto de Graduação, Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

RITTER, W. “Die bauweise hennebique” *Schweizerische Bauzeitung*. 1899

OLIVEIRA, L. M. *Diretrizes para projeto de blocos de concreto armado sobre estacas*. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2009.

PINHEIRO, L. M. *Tabela de Bares*. Apostila da Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos, 2007.

REINECK, K. H. et al. “Examples for the design of structural concrete with strut-and-tie models”. *American Concrete Institute*. 2002.

SANTOS, D. M.; STUCCHI, F.R. “Dimensionamento de consolos de concreto com o auxílio de modelos de bielas e tirantes – Parte I: fundamentos”. *Revista Técnica, edição 192*. 2012

SANTOS, D. M.; STUCCHI, F.R. “Dimensionamento de consolos de concreto com o auxílio de modelos de bielas e tirantes – Parte II: Prescrições normativas, detalhamento e aplicações”. *Revista Técnica edição 193*. 2013

SANTOS, S. H. C. *Detalhamento de estruturas de concreto armado*. Apostila da Escola Politécnica da UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 2017.

SCHLAICH, J.; SCHAFER, K.; JENNEWEIN, M. “Toward a consistent design of structural concrete”. *PCI JOURNAL*. 1987

SCHLAICH, J.; SCHAFER, K. “Design and detailing of structural concrete using strut-and-tie models”. *The Structural Engineer, Volume 69*. 1991.

SÜSSEKIND, J, C. *Curso de concreto, volume II: concreto armado*. Editora Globo, Rio de Janeiro, 1985.

TQS INFORMÁTICA LTDA. *Sistemas CAD/TQS para Windows*, Versão Unipro V18.18.14, São Paulo, 2017.

ANEXOS

Zona	Barra	f_{ck} (MPa)					
		20	25	30	35	40	45
Boa	Reta ^b	44 \emptyset	38 \emptyset	33 \emptyset	30 \emptyset	28 \emptyset	25 \emptyset
	Dobrada	31 \emptyset	26 \emptyset	25 \emptyset	25 \emptyset	25 \emptyset	25 \emptyset
Má ^a	Reta	62 \emptyset	54 \emptyset	48 \emptyset	43 \emptyset	39 \emptyset	36 \emptyset
	Dobrada	44 \emptyset	38 \emptyset	33 \emptyset	30 \emptyset	28 \emptyset	25 \emptyset

a - Comprimento típico de ancoragem nas armaduras negativas de vigas.
b - Comprimento típico de emenda por traspasse em pilares.

Tabela 0-1 – Comprimentos de ancoragem e de emenda por traspasse em barras comprimidas de aço CA-50.

%	f_{ck} (MPa)					
	20	25	30	35	40	45
≤ 20	52 \emptyset	45 \emptyset	40 \emptyset	36 \emptyset	33 \emptyset	31 \emptyset
25	61 \emptyset	53 \emptyset	47 \emptyset	42 \emptyset	39 \emptyset	36 \emptyset
33	70 \emptyset	60 \emptyset	53 \emptyset	48 \emptyset	44 \emptyset	41 \emptyset
50	79 \emptyset	68 \emptyset	60 \emptyset	54 \emptyset	50 \emptyset	46 \emptyset
> 50	87 \emptyset	75 \emptyset	67 \emptyset	60 \emptyset	55 \emptyset	51 \emptyset

Tabela 0-2 – Comprimentos de emendas por traspasse em zonas de boa aderência para barras retas tracionadas de aço CA-50.

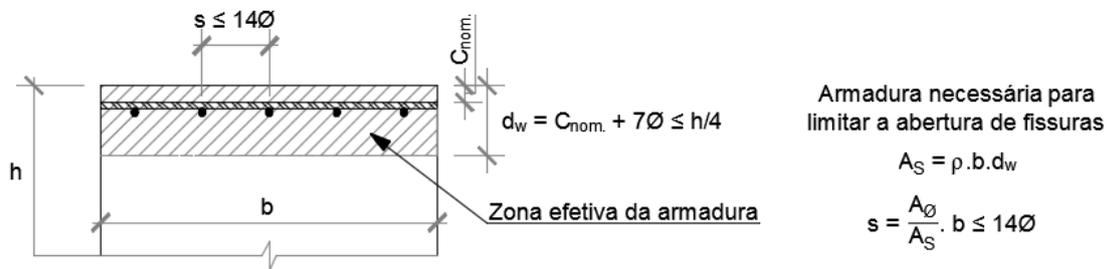
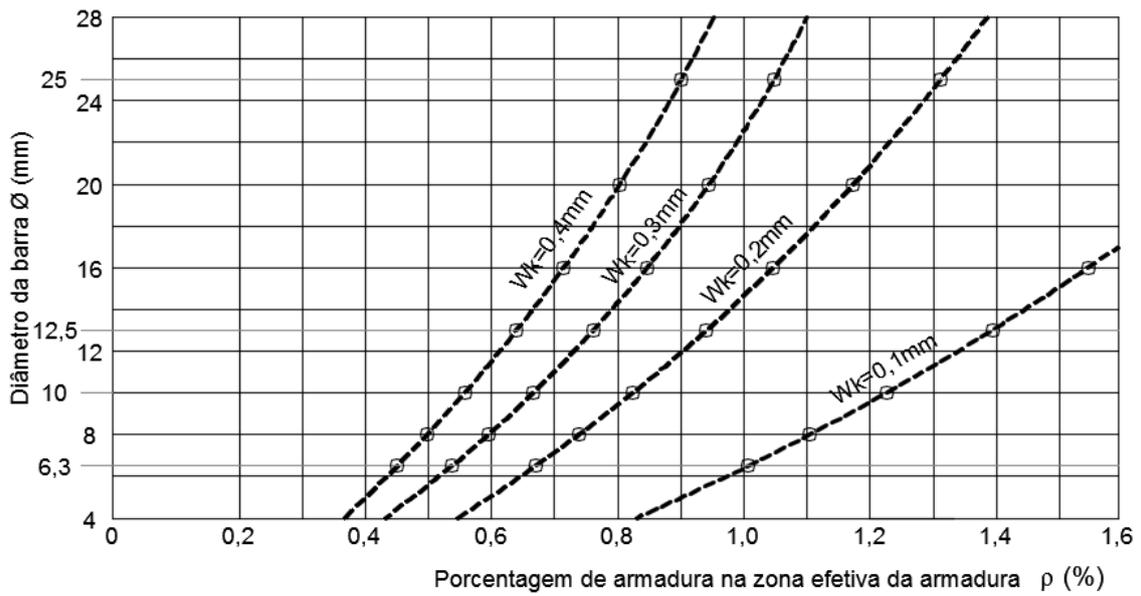


Figura 0-1 – Ábaco de Falkner, adaptado de LEONHARDT vol.4 (1979).

Ø (mm)	W _k (mm)			
	0,1	0,2	0,3	0,4
6,3	1,00	0,67	0,54	0,45
8	1,10	0,74	0,60	0,50
10	1,23	0,83	0,66	0,56
12,5	1,40	0,95	0,76	0,64
16	1,55	1,05	0,85	0,71
20	-	1,18	0,95	0,80
25	-	1,31	1,05	0,90

Tabela 0-3 – Valores de ρ retirados do ábaco de Falkner.