

UNIVERSIDADE FEDERAL DE ALAGOAS
CAMPUS A. C. SIMÕES
CENTRO DE TECNOLOGIA
BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

FELIPE CALIXTO GONÇALVES FELIX

**CONSIDERAÇÕES SOBRE PROJETO DE NÓS DE PÓRTICO DE CONCRETO
ARMADO**

Maceió
Maio/2025

Felipe Calixto Gonçalves Felix

**CONSIDERAÇÕES SOBRE PROJETO DE NÓS DE PÓRTICO DE CONCRETO
ARMADO**

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC)
apresentado ao Colegiado do curso de
Engenharia Civil da Universidade Federal de
Alagoas, como requisito parcial à obtenção do
título de Bacharel em Engenharia Civil

Orientador: Prof. Dr. Severino Pereira
Cavalcanti Marques.

Maceió
Maio/2025

Catálogo na fonte
Universidade Federal de Alagoas
Biblioteca Central
Divisão de Tratamento Técnico

Bibliotecária: Helena Cristina Pimentel do Vale CRB-4/661

F316c Felix, Felipe Calixto Gonçalves.
Considerações sobre projeto de nós de pórtico de concreto armado / Felipe Calixto Gonçalves Felix. – 2025.
94 f. : il.

Orientador: Severino Pereira Cavalcanti Marques.
Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso – Engenharia Civil) – Universidade Federal de Alagoas, Centro de Tecnologia. Maceió, 2025.

Bibliografia: f. 88-90.
Apêndices: f. 91-94.

1. Nós de pórtico. 2. Ligações viga-pilar. 3. Método de bielas e tirantes. 4. Concreto armado. I. Título.

CDU: 624.21/.8

Folha de aprovação

Considerações sobre projeto de nós de pórtico de concreto armado

Trabalho de Conclusão de submetido à banca examinadora do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Alagoas e aprovada em 23 de Maio de 2025.

Documento assinado digitalmente
 SEVERINO PEREIRA CAVALCANTI MARQUES
Data: 02/06/2025 16:32:41-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Orientador – Prof. Dr. Severino Pereira Cavalcanti Marques, UFAL.

Banca examinadora:

Documento assinado digitalmente
 JOAO CARLOS CORDEIRO BARBIRATO
Data: 02/06/2025 17:09:04-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Examinador Interno – Prof. Dr. João Carlos Cordeiro Barbirato, UFAL.

Documento assinado digitalmente
 DAVID LEONARDO NASCIMENTO DE FIGUEIREDO
Data: 03/06/2025 10:27:27-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Examinador Externo – Prof. Dr. David Leonardo Nascimento de Figueiredo Amorim, UFS.

Dedico este trabalho aos meus pais, pelo amor,
pelo incentivo constante, pela inspiração e por
todo o esforço que fizeram por nossa família.

AGRADECIMENTOS

A Deus e à Nossa Senhora, minha eterna gratidão por guiarem minha caminhada, iluminarem meus passos e me darem forças para enfrentar os desafios que surgiram ao longo da graduação. Sem essa presença divina, esta conquista não seria possível.

Agradeço com muito carinho à minha família, base de tudo em minha vida. Em especial, aos meus irmãos, e aos meus pais, Amâncio e Claudevania, pelo amor incondicional, apoio constante, incentivo nos estudos e por acreditarem sempre no meu potencial.

À minha namorada, Dandara, agradeço por estar ao meu lado em todos os momentos, oferecendo apoio, motivação e acolhimento nos dias difíceis. Sua presença foi essencial nesta jornada, e sou imensamente grato por compartilhar esta conquista contigo.

Aos meus amigos Manoel, João e Juan, que me acompanham desde o IFAL, meu muito obrigado por todo companheirismo, risadas e suporte ao longo dos anos. Estendo meus agradecimentos a todos os amigos que fizeram parte da minha trajetória na graduação e na vida pessoal, contribuindo para tornar mais leves os momentos de tensão e enriquecendo minha experiência acadêmica com amizade e afeto.

Agradeço ao meu orientador, professor Dr. Severino Marques, pelo compromisso, paciência e dedicação durante a elaboração deste trabalho. Sua orientação e seus conselhos foram fundamentais tanto para o desenvolvimento deste estudo quanto para minha formação acadêmica.

Sou grato também aos membros da banca avaliadora, pelo tempo dedicado à leitura deste trabalho e pelas valiosas sugestões que contribuíram para o seu aprimoramento.

A todos os professores do Centro de Tecnologia (CTEC) que participaram da minha formação e compartilharam seus conhecimentos com tanto zelo e comprometimento, deixo aqui meu sincero agradecimento.

Por fim, expresso minha gratidão à UFAL, por proporcionar uma estrutura de ensino de qualidade, um ambiente de aprendizado enriquecedor e por fazer parte dessa importante etapa da minha vida.

RESUMO

A crescente complexidade das estruturas de concreto armado demanda uma análise criteriosa de regiões críticas como os nós de pórtico, cuja resposta estrutural pode comprometer significativamente o desempenho da edificação. Diante disso, este estudo tem como objetivo analisar o comportamento das tensões e discutir as principais considerações de projeto aplicáveis aos nós de pórtico em estruturas de concreto armado. A metodologia envolveu uma revisão bibliográfica aprofundada e a análise, dimensionamento e detalhamento de quatro nós de pórtico por meio do Método de Bielas e Tirantes, utilizando os esforços extraídos de um pórtico plano bidimensional. Os resultados evidenciam a relevância de se adotar critérios de modelagem do nós de pórtico, a verificação de esmagamento das bielas e nós, bem como as armaduras necessárias para absorver os esforços de tração. A principal contribuição deste trabalho reside em sua abordagem técnica, que reforça a importância de uma compreensão aprofundada sobre o comportamento dos nós, fornecendo subsídios para futuras pesquisas na área da engenharia estrutural.

Palavras-chave: Nós de pórtico; ligações viga-pilar; método de bielas e tirantes; concreto armado.

ABSTRACT

The increasing complexity of reinforced concrete structures demands a careful analysis of critical regions such as beam-column joints, whose structural response can significantly compromise the overall performance of the building. In this context, the present study aims to analyze the stress behavior and discuss the main design considerations applicable to beam-column joints in reinforced concrete structures. The methodology involved an in-depth literature review and the analysis, design, and detailing of four beam-column joints using the Strut-and-Tie Method (STM), based on internal forces extracted from a two-dimensional planar frame. The results highlight the importance of adopting proper modeling criteria for beam-column joints, verifying the crushing strength of struts and nodes, and providing adequate reinforcement to resist tensile forces. The main contribution of this work lies in its didactic and technical approach, which emphasizes the importance of a deep understanding of joint behavior, offering insights for future research in the field of structural engineering.

Keywords: Beam-column joints; beam-column connections; strut-and-tie method; reinforced concrete.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Nó de pórtico.	17
Figura 2 - Divisão das regiões contínuas (B) e descontínuas (D).	18
Figura 3 – Situações típicas de regiões D.....	19
Figura 4 – Configurações de nós de pórtico.	20
Figura 5 - Exemplo da aplicação do modelo de bielas (linhas tracejadas) e tirantes (linhas cheias).	23
Figura 6 - Exemplo de nós contínuos (1) e nós singulares (2).	24
Figura 7 - Classificação dos nós de acordo com os esforços atuantes: (a) Nó CCC; (b) Nó CCT; (c) Nó CTT; (d) Nó TTT.	24
Figura 8 - Representação dos tipos de bielas: (a) em leque; (b) engarrafado; (c) prismático.	25
Figura 9 - Bielas em forma de garrafa: (a) fissuração da biela e (b) modelo com tirante transversal.	26
Figura 10 – Comportamento em nó de pórtico ortogonal: (a) forças internas no nó, (b) tensões elásticas, (c) padrão de fissuração e (d) porção externa à fissura diagonal.	30
Figura 11 – Treliça idealizada para determinação da força de tração diagonal.	31
Figura 12 - Modelos de bielas e tirantes e detalhamento das armaduras para momento positivo.	32
Figura 13 – Modelo de bielas e tirantes e detalhamento para nós externos que os pilares ou as vigas são curtos.	32
Figura 14 – Tensões e fissuração do nó de pórtico sujeito a momento negativos.	33
Figura 15 – Modelo de bielas e tirantes e detalhamento de nós com altura da viga maior que a largura do pilar.	33
Figura 16 – Modelo de bielas e tirantes e detalhamento de nós externos sujeito a momentos negativos.	34
Figura 17 – Modelo de bielas e tirantes para nós externos sujeito a momentos negativos e forças cortantes.	34
Figura 18 – Nó de pórtico externo: (a) Forças internas e (b) possíveis fissurações.	35
Figura 19 – Forças solicitantes em nós externos.	36
Figura 20 – Arranjos ensaiados por Scott (1992).	36
Figura 21 – Modelo de bielas e tirantes para nós de pórtico externo sujeitos a momento negativo.	37
Figura 22 – Modelo de bielas e tirantes otimizado para nós externos.	37
Figura 23 – Modelo de bielas e tirantes e detalhamento para nós em T sob cargas gravitacionais.	38
Figura 24 – Forças internas para nós em T.	38
Figura 25 – Modelo de bielas e tirantes e detalhamento das armaduras para nós internos.	39
Figura 26 – Mecanismo resistente numa barra com gancho.	42

Figura 27 – Fissuração do nó.	43
Figura 28 – Mecanismos para reduzir tensões na biela diagonal: (a) aumento do espaçamento vertical ou (b) aumento do raio de dobra.....	43
Figura 29 – Raio em função de h quando em momento negativo.....	44
Figura 30 – Corte esquemático da estrutura fictícia.....	47
Figura 31 – Forma do primeiro pavimento.....	48
Figura 32 – Forma da base para uma carga de 1tf.....	49
Figura 33 – Visualização 3D do modelo estrutural.....	49
Figura 34 – Visualização 3D do pórtico plano destacado, que será analisado.....	50
Figura 35 – Pórtico plano analisado.....	50
Figura 36 – Região de carregamentos consideradas no pórtico.....	52
Figura 37 – Pórtico plano no FTool.....	54
Figura 38 – Esforço normal.....	54
Figura 39 – Esforço cortante.....	55
Figura 40 – Momento fletor.....	55
Figura 41 – Nó de pórtico 1.....	56
Figura 42 – Nó de pórtico 2.....	57
Figura 43 – Nó de pórtico 3.....	57
Figura 44 – Nó de pórtico 4.....	58
Figura 45 – Flexo-compressão na seção da viga do nó de pórtico 1.....	60
Figura 46 – Flexo-compressão na seção do pilar do nó de pórtico 1.....	60
Figura 47 – Identificação dos elementos do modelo de bielas e tirantes.....	62
Figura 48 – MBT aplicado ao nó de pórtico 1.....	63
Figura 49 – Resultados dos esforços para o modelo do nó de pórtico 1.....	63
Figura 50 – Espessura das bielas do nó de pórtico 1.....	65
Figura 51 – Detalhamento do nó de pórtico 1.....	68
Figura 52 – Flexo-compressão na seção superior do pilar P3 do nó de pórtico 2.....	69
Figura 53 – Flexo-compressão na seção inferior do pilar P3 do nó de pórtico 2.....	69
Figura 54 – Flexo-tração na seção da viga V206 do nó de pórtico 2.....	70
Figura 55 – Identificação dos elementos do MBT nó de pórtico 2.....	71
Figura 56 – MBT aplicado ao nó de pórtico 2.....	72
Figura 57 – Resultados dos esforços para o modelo do nó de pórtico 2.....	73
Figura 58 – Modelo (a) sem e (b) com esforços aplicados nos apoios.....	74
Figura 59 – Espessura das bielas do nó de pórtico 2.....	76
Figura 60 – Detalhamento do nó de pórtico 2.....	79
Figura 61 – Flexo-compressão na seção superior do pilar P11 do nó de pórtico 3.....	81
Figura 62 – Flexo-compressão na seção inferior do pilar P11 do nó de pórtico 3.....	81
Figura 63 – Flexo-tração na seção da viga V306 do nó de pórtico 3.....	82
Figura 64 – Fluxo de tensões da ligação viga intermediária-pilar de extremidade.....	83

Figura 65 – Flexo-compressão na seção superior do pilar P7 do nó de pórtico 4.....	83
Figura 66 – Flexo-compressão na seção inferior do pilar P7 do nó de pórtico 4.	84
Figura 67 – Flexo-tração na seção esquerda da viga V306 do nó de pórtico 4.....	84
Figura 68 – Flexo-tração na seção direita da viga V306 do nó de pórtico 4.....	85
Figura A.1 – Coeficiente de arrasto utilizando ábaco de alta turbulência.....	92
Figura A.2 – Área frontal efetiva considerada.	94

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Esforços devido às lajes e que atuam nas vigas.....	52
Tabela 2 – Esforços que atuam diretamente nas vigas.	53
Tabela 3 – Carregamento distribuído nas vigas.....	53
Tabela 4 – Dados de cálculo do nó de pórtico 1.....	61
Tabela 5 – Verificação das barras E3 e E8 tracionadas do nó de pórtico 1.....	64
Tabela 6 – Verificação das bielas comprimidas do nó de pórtico 1.	66
Tabela 7 – Verificação dos nós do nó de pórtico 1.	67
Tabela 8 – Dados de cálculo do nó de pórtico 2.....	70
Tabela 9 – Verificação das barras tracionadas do nó de pórtico 2.	75
Tabela 10 – Verificação das bielas comprimidas do nó de pórtico 2.	76
Tabela 11 – Verificação dos nós do nó de pórtico 2.	78
Tabela A.1 – Cálculo da força de arrasto.	94

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Classe de agressividade ambiental.....	28
Quadro 2 – Classe mínima para CA de acordo com a classe de agressividade.	28
Quadro 3 – Cobrimento mínimo para elementos de CA.....	40

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	14
1.1. Considerações iniciais	14
1.2. Objetivos.....	15
1.2.1. Objetivo geral	15
1.2.2. Objetivos específicos	15
1.3. Justificativa.....	15
2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA SOBRE NÓS DE PÓRTICO.....	17
2.1. Definição e tipos de nós de pórtico	17
2.2. Método de Bielas e Tirantes (MBT).....	21
2.2.1. Descrição do método	21
2.2.2. Regiões nodais	23
2.2.3. Bielas	25
2.2.4. Tirantes	28
2.3. Comportamento estrutural e geometria dos nós	29
2.4. Considerações adicionais para detalhamento dos nós	39
3. METODOLOGIA.....	45
3.1. Pórtico.....	45
3.2. Carregamentos	51
4. ESTUDO DOS NÓS	56
4.1. Nó de pórtico 1	59
4.2. Nó de pórtico 2	68
4.3. Nó de pórtico 3	80
4.4. Nó de pórtico 4	83
5. CONCLUSÕES.....	86
5.1. Considerações finais	86
5.2. Sugestões para trabalhos futuros	87
REFERÊNCIAS	88
APÊNDICE A – Cálculo dos esforços devido ao vento.	91

1. INTRODUÇÃO

1.1. Considerações iniciais

O concreto de cimento Portland é um dos materiais mais utilizados no mundo, perdendo apenas para a água. Suas principais vantagens incluem uma excelente resistência à compressão, custo acessível e facilidade de moldagem, o que permite sua aplicação em diversas formas e tamanhos.

O concreto simples é um material composto por água, cimento e agregados. O concreto sozinho não é adequado para resistir aos esforços atuantes em uma grande variedade de elementos estruturais, pois, apesar de apresentar relativamente alta resistência à compressão, tem baixa resistência aos esforços de tração (Carvalho; Filho, 2015). Este fato justifica a concepção do concreto armado como um material composto por concreto e armaduras. O aço utilizado nas armaduras, por sua vez, possui alta resistência à tração e à compressão. Sendo assim, o concreto armado tradicional é obtido a partir da associação do concreto simples e armadura passiva, comumente de aço, com o objetivo de resistir solidariamente aos esforços internos provenientes das diferentes ações externas.

As estruturas usuais de edifícios são compostas por um conjunto de elementos estruturais, geralmente com uma ou duas dimensões preponderantes sobre as demais, como por exemplo vigas, pilares e lajes. Esses elementos se interrelacionam, com as lajes se apoiando nas vigas que, por sua vez, se apoiam nos pilares, formando um conjunto estável capaz de proporcionar um espaço em que as pessoas possam realizar suas atividades.

Nas estruturas de concreto armado, a região de interseção entre vigas e pilares é denominada como nó de pórtico. Nestes pontos, ocorre a transferência de forças internas, como momentos fletores, forças cortantes e normais, de um elemento para outro. Comumente, a transferência desses esforços parte de um elemento horizontal (viga) para um elemento vertical (pilar), resultando na mudança de direção de eixo dos elementos estruturais.

Os nós de pórtico são regiões críticas do sistema estrutural devido a mudança de direção dos esforços, surgimento de tensões de cisalhamento e aspectos construtivos (Alva, 2004). Por se tratar de uma região associada à ancoragem das armaduras das vigas, pode haver nos nós uma densidade de armadura elevada, o que pode ocasionar o aumento das tensões devido aos ganchos das armaduras longitudinais.

No estudo das estruturas de concreto armado, a identificação das regiões contínuas (regiões B) e descontínuas (regiões D) é essencial para a correta análise e dimensionamento dos

elementos estruturais. As regiões B (Bernoulli) são aquelas onde a hipótese de Bernoulli sobre a conservação da planicidade das seções transversais é válida, permitindo uma distribuição linear das tensões ao longo do elemento. Já as regiões D (Descontinuidade) ocorrem onde há mudanças bruscas na geometria ou nas condições de carregamento, como nos nós de pórtico, consolos e blocos sobre estacas, exigindo abordagens específicas para a transferência de esforços internos.

Devido à complexidade do estado de tensões nessas regiões, métodos como o de Bielas e Tirantes são frequentemente empregados para assegurar um comportamento estrutural adequado e compatível com as exigências normativas.

Sendo assim, esse trabalho irá abordar as características e considerações importantes para o dimensionamento e detalhamento dos nós de pórtico de uma estrutura, analisando as tensões, por meio do Método de Bielas e Tirantes, e o comportamento estrutural da ligação entre os elementos estruturais

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo geral

Analisar o comportamento das tensões nos nós de pórtico de concreto armado por meio do Método de Bielas e Tirantes (MBT), visando uma avaliação do concreto comprimido e do arranjo das armaduras.

1.2.2. Objetivos específicos

- Desenvolver um estudo teórico sobre as regiões D, com destaque em nós de pórtico;
- Aplicar o MBT para nós de pórtico com diferentes configurações.

1.3. Justificativa

Segundo Bauchau e Craig (2009), a hipótese de Bernoulli admite que, para pequenas deformações e deslocamentos, as seções de um elemento de barra permanecem planas, indeformáveis e perpendiculares ao eixo longitudinal da barra após ser submetida aos esforços de flexão. No entanto, essa hipótese não é válida em regiões de descontinuidades geométricas, como os nós de pórtico, por fatores como a distribuição complexa de tensões e deformações.

Leonhardt e Monnig (1978) apontam que a transferência de esforços ocorre de forma complexa, pois qualquer mudança de direção em um elemento estrutural, gera uma mudança

na direção dos esforços internos, resultando em forças transversais ao eixo devido à mudança de direção.

Além disso, a interseção das armaduras de vigas e pilares gera uma malha densa de aço no nó de pórtico, que, ao longo do tempo, tem sido associada ao surgimento de problemas estruturais em edifícios, causados pela exposição das armaduras em cantos internos vivos. Dessa forma, deve-se garantir que suas armaduras não interfiram no acesso necessário para uma concretagem e adensamento adequados, além de não comprometer a capacidade resistente da estrutura.

Sendo assim, o detalhamento incorreto das armaduras pode comprometer a ligação entre uma viga e um pilar, causando, por exemplo, o esmagamento de uma biela de compressão do concreto. Logo, a falha em um nó de pórtico pode comprometer a integridade do edifício, especialmente em situações de cargas extremas. Por isso, cabe ao projetista estrutural realizar uma análise especial e minuciosa dos nós de pórtico para evitar o comprometimento estrutural, como o colapso de uma viga.

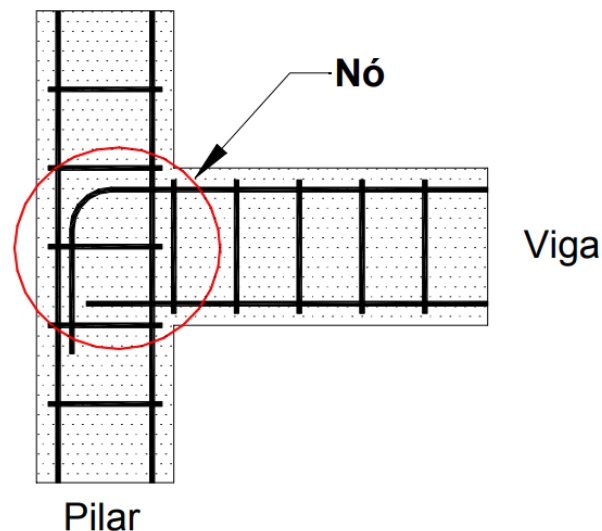
2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA SOBRE NÓS DE PÓRTICO

2.1. Definição e tipos de nós de pórtico

Os projetos estruturais em concreto armado são fundamentais para garantir a segurança, durabilidade e funcionalidade das edificações. Cada elemento estrutural é dimensionado para atender aos estados-limites últimos (ELU) e de serviço (ELS), sem considerar, de forma detalhada, os encontros entre vigas e pilares, que são o foco deste estudo.

O termo "nó de pórtico" é utilizado para se referir à conexão entre viga e pilar. Na figura 1 é possível identificar um exemplo dessa ligação entre os elementos.

Figura 1 - Nó de pórtico.



Fonte: Alva (2004).

No detalhamento individual de cada elemento de ligação, é primordial a análise de possíveis interferências ou obstruções que poderão aparecer devido as armaduras das vigas e dos pilares. De maneira geral, a posição das armaduras dos pilares tem prioridade, enquanto as armaduras das vigas são ajustadas em função dos pilares, a fim de evitar congestionamento no ponto de interseção.

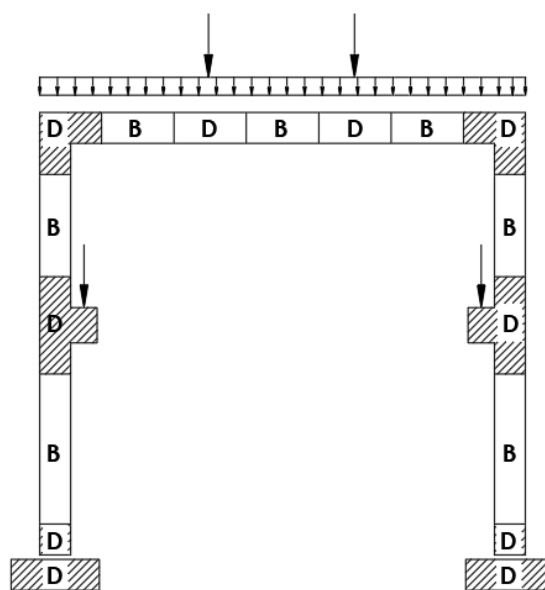
Na hipótese de Bernoulli as deformações por distorção causadas pela força cortante são geralmente desprezadas, como meio de simplificar a equação diferencial da linha elástica. No entanto, essa simplificação não é aplicável a todos os tipos de elementos estruturais, ou mais precisamente, a todas as regiões de um elemento, conforme indicado pelo Princípio de Saint Venant (Souza, 2004).

O princípio de Saint Venant afirma que, nas proximidades do ponto de aplicação de uma força em um elemento de barra, ocorre um acúmulo de tensões maior que a tensão média ao longo da peça. Esse acúmulo provoca grandes deformações próximas ao ponto de aplicação da força. No entanto, à medida que se analisa o elemento mais distante do ponto de aplicação da força, observa-se uma uniformização na distribuição das tensões e deformações. Próximo ao ponto de aplicação da força, a determinação das tensões é realizada por meio de métodos numéricos ou métodos experimentais.

Uma estrutura pode ser dividida em regiões contínuas e descontínuas, com base na hipótese de Bernoulli e no princípio de Saint Venant. De acordo com Metwally e Chen (2017), essa divisão é realizada com base na distribuição de deformações na seção transversal. As regiões onde a hipótese de Bernoulli é válida, são chamadas de regiões de Bernoulli, contínuas ou regiões B. Já as regiões onde essa hipótese não se aplica, são conhecidas como regiões de descontinuidade ou regiões D.

Para determinar a divisão entre regiões B e D, não se faz necessário uma precisão refinada. Pode-se supor que essas seções estão localizadas aproximadamente a uma distância h da descontinuidade geométrica ou da carga concentrada, onde h é a profundidade da região B adjacente. Essa suposição é justificada pelo Princípio de Saint-Venant (Schlaich; Schäfer, 1991). Na figura 2 é possível observar em um modelo de pórtico as divisões entre regiões B e D.

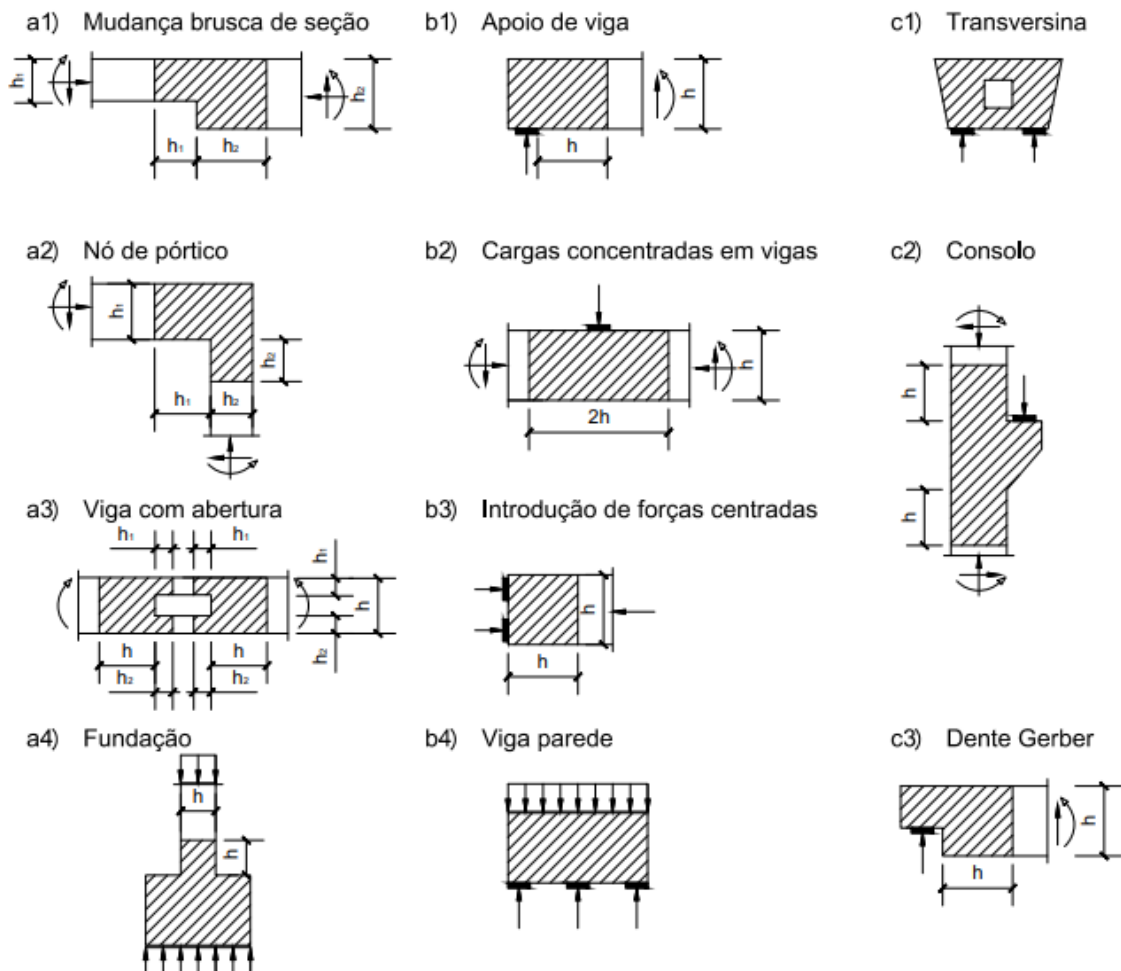
Figura 2 - Divisão das regiões contínuas (B) e descontínuas (D).



Fonte: Adaptado de Metwally e Chen (2017).

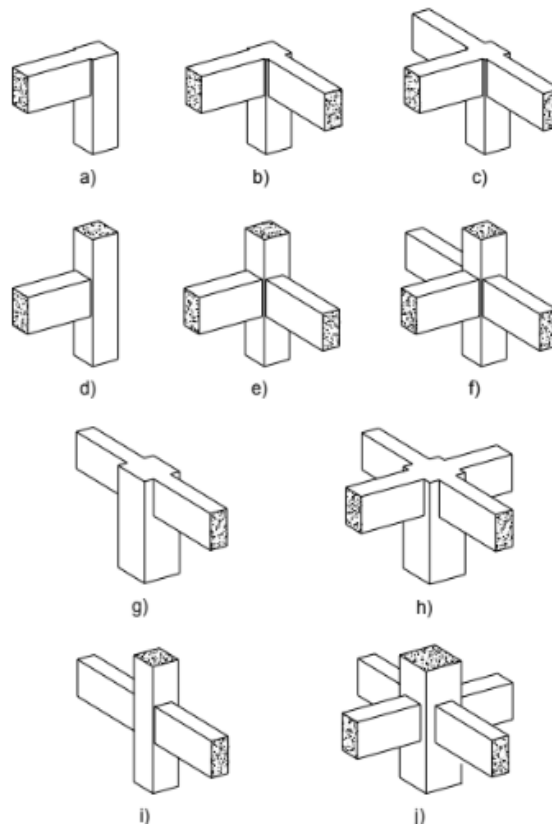
A ABNT NBR 6118 (2023) apresenta no item 22.2 as típicas regiões que contém descontinuidades geométricas e estáticas em elementos estruturais, conforme apresentado na figura 3. As regiões que serão discutidas neste trabalho são as intituladas como nós de pórtico (vide figura 3 (a2)).

Figura 3 – Situações típicas de regiões D.



Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118 (2023).

Segundo Paulay e Priestley (1992), os nós podem ser classificados com base nas diferenças observadas nos mecanismos de ancoragem das armaduras das vigas, sendo divididos em dois grupos: nós externos e internos. Existem diversos tipos de encontros entre vigas e pilares, que variam tanto na configuração geométrica das ligações quanto no comportamento estrutural. Na figura 4 é possível observar que os nós do tipo (a) ao (f) são caracterizados como nós externos, enquanto os nós de (g) à (j) são classificados como internos.

Figura 4 – Configurações de nós de pórtico.

Fonte: Alva (2004).

Os nós externos são aqueles localizados nas extremidades da estrutura, onde pelo menos uma das vigas não tem continuidade com outro elemento. Os nós internos são localizados no interior da estrutura, ou seja, no encontro entre vigas e pilares que estão cercados por outros elementos estruturais, nesses nós não há a interrupção das vigas. As armaduras das vigas nos nós internos são ancoradas em ambas as extremidades dentro da continuidade estrutural, ou seja, há continuidade das armaduras de viga para viga.

A ABNT NBR 6118 (2023) menciona que os nós de pórtico são considerados regiões especiais do tipo D, nas quais a hipótese de seção plana não se aplica. Essas regiões são típicas de elementos como dentes Gerber, vigas-parede e consolos. Elas apresentam uma distribuição não linear das deformações devido a descontinuidades geométricas e/ou estáticas. Portanto, para o dimensionamento dessas regiões, recomenda-se o uso de metodologias consolidadas, como o Método das Bielas e Tirantes (MBT), ou a aplicação de métodos numéricos, como o Método dos Elementos Finitos (MEF).

No modelo de cálculo adotado pela norma americana ACI-318 (2019), as forças cortantes são consideradas resistidas pelo núcleo de concreto (nó) e pela armadura longitudinal do pilar, com a integridade da ligação garantida pelos estribos horizontais na região do nó, que

também atuam no confinamento do concreto. Nesse contexto, o nó é tratado como parte integrante do pilar. As tensões de cisalhamento verticais são desconsideradas quando a armadura longitudinal do pilar está uniformemente distribuída ao redor do perímetro do nó, mas podem ser calculadas com o mesmo raciocínio utilizado para a força cortante horizontal. Além disso, a norma americana leva em conta o efeito benéfico das vigas transversais no confinamento da estrutura.

2.2. Método de Bielas e Tirantes (MBT)

2.2.1. Descrição do método

O MBT é uma técnica de análise e dimensionamento utilizada para representar o comportamento estrutural de regiões onde as hipóteses usuais de projeto não são aplicáveis, como as regiões de descontinuidade (regiões D), incluindo nós de pórtico, consolos, vigas-parede e regiões de apoios concentrados.

Na literatura há diferentes usos do método para determinação das tensões atuantes em um elemento estrutural. Aguiar (2018) analisou diversos modelos baseados no MBT para diferentes elementos estruturais, como vigas, vigas-parede, consolos, blocos e sapatas, porém os nós de pórtico não foram incluídos. Baptista (2022) realizou estudos computacionais não lineares e os comparou com os resultados do Método de Bielas e Tirantes.

Com o objetivo de facilitar a resolução de problemas relacionados a descontinuidades em diferentes elementos estruturais, Schlaich e Schäfer (1991) sugeriram, em sua obra, a popularização do MBT. Este método corresponde a uma generalização da analogia clássica da treliça de Ritter-Mörsch, desenvolvida no início do século XX, usada para projetar vigas sujeitas a flexão e forças cortantes.

O MBT se baseia em uma simplificação do campo de tensões, no qual o concreto armado é tratado como um sistema de bielas e tirantes, permitindo que as tensões sejam distribuídas e equilibradas de forma simplificada. As bielas são componentes que representam as tensões de compressão que são absorvidas pelo concreto, enquanto os tirantes representam as tensões de tração, que são absorvidas pelas armaduras de aço ou pelo concreto em casos específicos onde a resistência à tração do concreto tem capacidade de absorver esse esforço.

Os elementos com descontinuidade possuem uma relevância para o desempenho e a segurança da estrutura quanto às demais partes da estrutura. Por isso, é importante que eles não sejam projetados de maneira inadequada, em desacordo com o nível de precisão aplicado ao

restante da estrutura. Portanto, é essencial assegurar que todas as partes da estrutura sejam projetadas de forma apropriada.

Segundo Metwally e Chen (2017), o uso de campos de tensão no projeto de concreto armado, com base no Teorema do Limite Inferior da Teoria da Plasticidade, é um dos mais importantes no campo do concreto armado. O Método de Bielas e Tirantes se fundamenta nesse teorema, garantindo uma solução racional e fisicamente justificada.

Como o MBT se baseia em condições de equilíbrio, apenas duas condições precisam ser explicitamente atendidas: o equilíbrio das forças e os critérios de falha. Nesse modelo, a distribuição complexa de tensões na estrutura é simplificada como uma treliça que transfere as cargas aplicadas até os apoios. Assim, nenhum elemento estrutural deve ser submetido a cargas ou deformações que ultrapassem sua capacidade resistente, e a estrutura precisa ter ductilidade suficiente para passar do estado elástico para o plástico. Em outras palavras, as bielas não devem ser esmagadas antes que o aço atinja o seu ponto de escoamento.

Silva (1991) recomenda que o projetista inicie a análise da região descontínua pelo estudo do fluxo de tensões na estrutura, utilizando o Método do Caminho das Cargas. O processo inicia-se pela determinação dos esforços aplicados nas bordas da estrutura a ser modelada, assegurando o equilíbrio externo no nó. A carga se distribui através de campos de compressão e tração no interior da estrutura, que, ao serem modelados, são representados por bielas e tirantes, respectivamente.

Segundo Silva (1991), há alguns pontos importantes que devem ser considerados na idealização de um modelo de bielas e tirantes, são eles:

- tipos de ações atuantes;
- ângulos entre bielas e tirantes;
- área de aplicação das ações e reações;
- número de camadas da armadura;
- cobrimento da armadura.

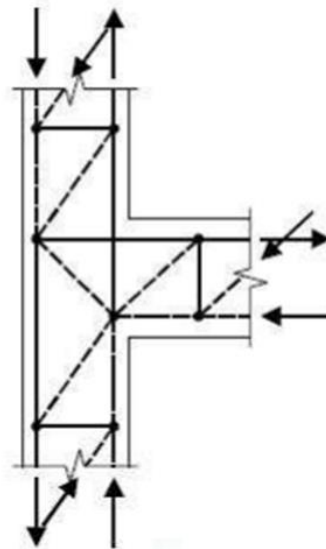
Além disso, Silva (1991) especifica uma sequência que deve ser seguida para determinação da geometria do modelo de bielas e tirantes:

- a estrutura é subdividida em regiões B e D;
- a região D é isolada;
- os esforços solicitantes no contorno são determinados;
- aplica-se o Método do Caminho das Cargas;
- os tirantes são dimensionados;

- verifica-se as tensões nas bielas e nas regiões nodais;
- define-se o tipo e os comprimentos de ancoragem;
- realiza-se o arranjo das armaduras.

Com o modelo idealizado, são aplicadas as equações de equilíbrio estático para calcular as forças nas bielas e nos tirantes. O equilíbrio entre as forças internas e externas é fundamental para garantir a segurança e funcionalidade da estrutura. Na figura 5 é possível observar a aplicação do MBT em um nó de pórtico. As bielas são comumente representadas pelas linhas tracejadas, enquanto os tirantes são representados por linhas cheias.

Figura 5 - Exemplo da aplicação do modelo de bielas (linhas tracejadas) e tirantes (linhas cheias).



Fonte: Sato (2015).

2.2.2. Regiões nodais

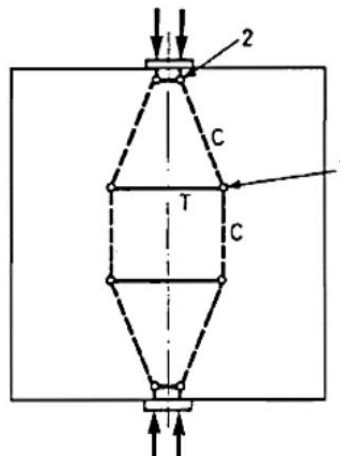
Os nós indicados em um modelo de bielas e tirantes não devem ser confundidos com os nós de pórtico que representam a ligação viga-pilar. No modelo, os nós representam pontos onde há uma mudança repentina na direção das forças, seja de compressão ou de tração, algo que não ocorre exatamente dessa forma em estruturas reais. Em estruturas de concreto armado, essa alteração na direção das forças acontece de maneira gradual ao longo de um certo comprimento, em vez de ser brusca, como nos nós dos modelos.

Segundo Schlaich e Schäfer (1991), os nós podem ser classificados de duas formas: nós singulares e nós contínuos. Nós contínuos são aqueles em que o desvio das forças ocorre de forma gradual ao longo de um determinado comprimento (ver nó 1 da figura 6). Essas regiões não são consideradas críticas, desde que seja garantida uma ancoragem adequada das armaduras

e que toda a área nodal esteja devidamente armada, permitindo alcançar as fibras externas dos campos de compressão.

Os nós singulares, também chamados de nós concentrados, são regiões onde as forças concentradas são aplicadas e o desvio dessas forças ocorre de forma localizada. Esses nós, originados principalmente de ações concentradas, reações de apoio e forças introduzidas pela armadura, são considerados críticos e exigem uma verificação cuidadosa das tensões. É essencial equilibrar as forças das bielas e tirantes para evitar deformações excessivas. Além disso, nós singulares podem surgir devido a concentrações de tensões causadas por descontinuidades geométricas. O nó 2 da figura 6 representa essa classificação.

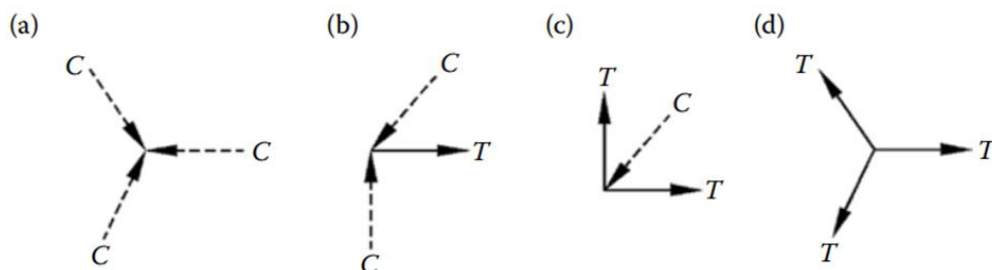
Figura 6 - Exemplo de nós contínuos (1) e nós singulares (2).



Fonte: Schlaich e Schäfer (1991).

Uma forma mais direta de classificar os tipos de nós baseia-se nos esforços que atuam sobre eles. De modo geral, os nós podem ser divididos em quatro categorias: CCC, CCT, CTT e TTT, onde "C" representa os esforços de compressão e "T" os de tração, respectivamente (vide figura 7).

Figura 7 - Classificação dos nós de acordo com os esforços atuantes: (a) Nó CCC; (b) Nó CCT; (c) Nó CTT; (d) Nó TTT.

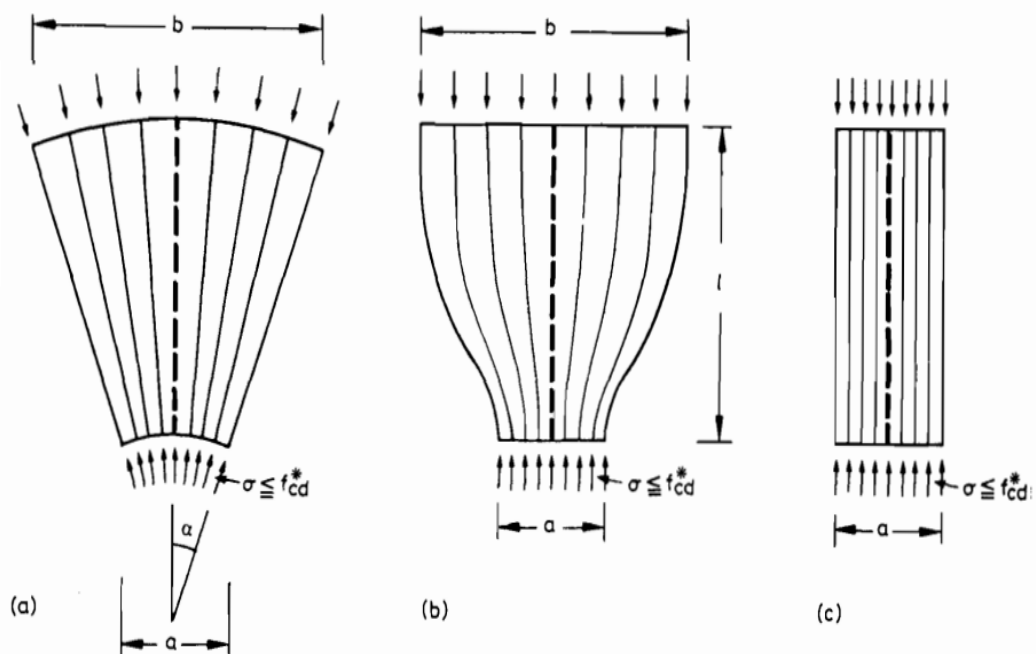


Fonte: Metwally e Chen (2017).

2.2.3. Bielas

As bielas, que representam os campos de tensão de compressão resistidos pelo concreto, podem ser classificadas conforme a forma com que as tensões se distribuem na região. Existem três configurações principais de bielas amplamente difundidas, suficientes para cobrir os diferentes campos de tensão nos modelos estruturais: bielas prismáticas, em formato de leque e em formato engarrafado (semelhante ao gargalo de uma garrafa), como ilustrado na figura 8. Esses três tipos abrangem todos os casos encontrados em estruturas planas.

Figura 8 - Representação dos tipos de bielas: (a) em leque; (b) engarrafado; (c) prismático.



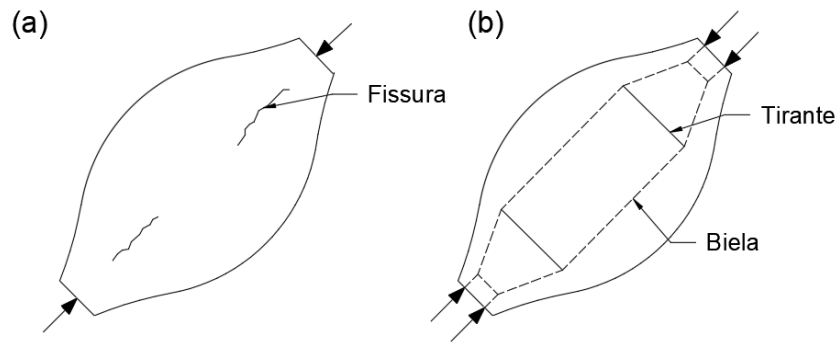
Fonte: Schlaich e Schäfer (1991).

O campo de tensões em formato de leque mostrado na figura 8 (a) é uma idealização onde a curvatura das tensões pode ser desconsiderada. Nesse tipo de campo, não ocorre o desenvolvimento de tensões transversais.

Quando houver espaço suficiente para que a biela se espalhe entre dois nós, ela assumirá uma distribuição de tensões conhecida como biela em formato de garrafa. Schlaich e Schäfer (1991) destacam que o campo de tensões nesse formato, representado na figura 8 (b), apresenta trajetórias de tensões que geram tensões transversais significativas: compressão na região do gargalo e tração em outra direção perpendicular. Essas tensões transversais podem provocar fissuras longitudinais, resultando em falhas prematuras. Por isso, é essencial reforçar, quando necessário, a direção transversal das tensões ou levar em conta essas tensões ao calcular

a carga de ruptura da biela. A figura 9 ilustra a direção das fissuras nesse tipo de biela e o modelo de bielas e tirantes aplicado ao campo de tensões para determinar as tensões transversais.

Figura 9 - Bielas em forma de garrafa: (a) fissuração da biela e (b) modelo com tirante transversal.



Fonte: Adaptado de Metwally e Chen (2017).

Os campos de tensões em formato de leque e garrafa são comumente observados em regiões D, nas quais, forças concentradas são aplicadas e distribuídas na estrutura. A resistência do concreto nesses campos de compressão está amplamente relacionada ao estado de tensão multiaxial e às variações que ocorrem nessas áreas.

O campo de tensões prismático ou paralelo é um caso particular que ocorre frequentemente nos dois tipos de campos de tensões mencionados anteriormente, sendo também comum nos modelos aplicados às regiões B, conforme ilustrado na figura 8 (c).

Os parâmetros de resistência de cálculo das bielas e dos nós podem variar entre normas de diferentes países e autores. Alguns valores de resistência à compressão para o dimensionamento prático foram sugeridos por Schlaich e Schäfer (1991):

- $f_{cd}^* = 1,0f_{cd}$ para um estado de tensões uniaxial e sem perturbações;
- $f_{cd}^* = 0,8f_{cd}$ para os campos de compressão com fissuras paralelas à direção da tensão;
- $f_{cd}^* = 0,6f_{cd}$, para tensões de compressão com fissuras oblíquas;

nas quais

$$f_{cd} = 0,85 \frac{f_c}{\gamma_c} \quad (1)$$

sendo

f_c a resistência do concreto à compressão;

γ_c o coeficiente de minoração da resistência do concreto, de acordo com o CEB/90.

O item 22.3.2 da norma brasileira ABNT NBR 6118 (2023) aponta que a capacidade resistente das bielas e regiões nodais é verificada a partir do uso dos seguintes parâmetros, conforme equações 2, 3 e 4:

$$f_{cd1} = 0,85\alpha_{v2}f_{cd} \quad (2)$$

$$f_{cd2} = 0,60\alpha_{v2}f_{cd} \quad (3)$$

$$f_{cd3} = 0,72\alpha_{v2}f_{cd} \quad (4)$$

sendo

- $\alpha_{v2} = 1 - f_{ck}/250$, o coeficiente de efetividade do concreto;
- f_{ck} o valor da tensão resistente característica do concreto, em MPa;
- $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$, a resistência de cálculo do concreto à compressão;
- γ_c o coeficiente de ponderação de resistência do concreto;
- f_{cd1} a tensão resistente do concreto em regiões com bielas prismáticas ou em nós onde confluem somente bielas de compressão (nós CCC);
- f_{cd2} a tensão resistente do concreto em regiões onde as bielas são atravessadas por mais de um tirante ou nós onde confluem dois ou mais tirantes tracionados (nós CTT ou TTT);
- f_{cd3} a tensão resistente do concreto em regiões onde as bielas são atravessadas por apenas um tirante (nós CCT);

O f_{ck} do concreto é a resistência característica à compressão do concreto, medida aos 28 dias de idade, expressa em MegaPascal (MPa). Trata-se de um parâmetro fundamental no projeto de estruturas de concreto armado, pois define a capacidade do concreto de suportar forças de compressão. Essa resistência é determinada por meio de ensaios padronizados, nos quais corpos de prova cilíndricos de concreto são submetidos a esforços de compressão. O f_{ck} é utilizado como referência para o dimensionamento e verificação de elementos estruturais, sendo um dos principais parâmetros na definição da mistura e da qualidade do concreto.

A ABNT NBR 8953 (2015) classifica o concreto para fins estruturais em grupo I e II, de acordo com a resistência característica à compressão. O concreto com resistência característica à compressão menor que 50MPa (C50), são classificados no grupo I, já os que

possuem resistência maiores que 50MPa pertencem ao grupo II. Vale salientar que os concretos com classe inferior ao C20, com resistência à compressão menor que 20MPa, não são considerados estruturais.

O valor do f_{ck} pode variar de acordo com parâmetros adotados para um edifício como, por exemplo, a classe de agressividade. No quadro 1 é apresentada a definição de cada classe de agressividade conforme a tabela 6.1 da ABNT NBR 6118 (2023). A tabela 7.1 da ABNT NBR 6118 (2023) aponta as classes mínimas do concreto de acordo com a classe de agressividade, para garantir a durabilidade da estrutura (ver quadro 2).

Quadro 1 - Classe de agressividade ambiental.

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fracá	Rural	Insignificante
		Submerso	
II	Moderada	Urbano	Pequeno
III	Forte	Marinho	Grande
		Industrial	
IV	Muito Forte	Industrial	Elevado
		Respingos de maré	

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118 (2023).

Quadro 2 – Classe mínima para CA de acordo com a classe de agressividade.

	Classe de agressividade			
	I	II	III	IV
Classe do concreto	$\geq C20$	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C40$

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118 (2023).

2.2.4. Tirantes

As tensões de tração que atuam nos tirantes são absorvidas pelas armaduras dispostas no elemento. Tal armadura deve ser dimensionada para combater ou limitar a abertura das fissuras. Para determinar a armadura necessária para combater a tração, é necessário conhecer o valor da força que atua no tirante. Com isso, determina-se a área de aço (A_s) a partir da equação 5 a seguir:

$$A_s = \frac{F_{sd}}{f_{yd}} \quad (5)$$

sendo

- F_{sd} a força de tração de cálculo atuante no tirante;
- $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$, corresponde à tensão resistente de cálculo do aço;
- f_{yk} o valor da tensão resistente característica do aço;
- γ_s o coeficiente de ponderação de resistência do aço.

A ABNT NBR 7480 (2024) indica que os aços usados nas armaduras de concreto armado são classificados em barras (CA-25 e CA-50) e em fios (CA-60).

Os aços CA-25 possuem características geométricas de barras lisas. Esse tipo de aço possui resistência característica à tração (f_{yk}) de 25kN/cm² ou 250MPa. Devido à baixa resistência, esse tipo de aço é pouco utilizado nas edificações

Os aços CA-50 possuem características geométricas de barras nervuradas e são usualmente empregados em elementos estruturais sujeitos a maiores esforços de tração, como vigas, pilares e lajes. As nervuras proporcionam à essas barras uma maior aderência ao concreto. Esse tipo de aço possui resistência característica à tração (f_{yk}) de 50kN/cm² ou 500MPa.

Já os fios CA-60, que apresentam alta resistência à tração e podem ser lisos, entalhados ou nervurados. São utilizados em armaduras de pré-moldados, telas soldadas ou estribos com diâmetro igual a 5mm. Esse tipo de aço possui resistência característica à tração (f_{yk}) de 60kN/cm² ou 600MPa.

Silva (1991) afirma que pode haver, em alguns casos, situações onde o concreto é responsável pela resistência à tração. O equilíbrio em alguns modelos só será alcançado se forem consideradas forças de tração em áreas onde, por motivos práticos ou de execução, não é possível adicionar armadura. No entanto, não é recomendado a adoção da resistência do concreto à tração.

2.3. Comportamento estrutural e geometria dos nós

O comportamento estrutural em nós de pórtico é diretamente influenciado pelos tipos de carregamentos aplicados. Em estruturas de concreto armado submetidas apenas a cargas gravitacionais, o cálculo se restringe à verificação da resistência no nó, já que se trata de um carregamento monotônico. No entanto, quando há solicitações cíclicas, especialmente com inversão de sinais, tanto a resistência quanto a ductilidade passam a dominar o

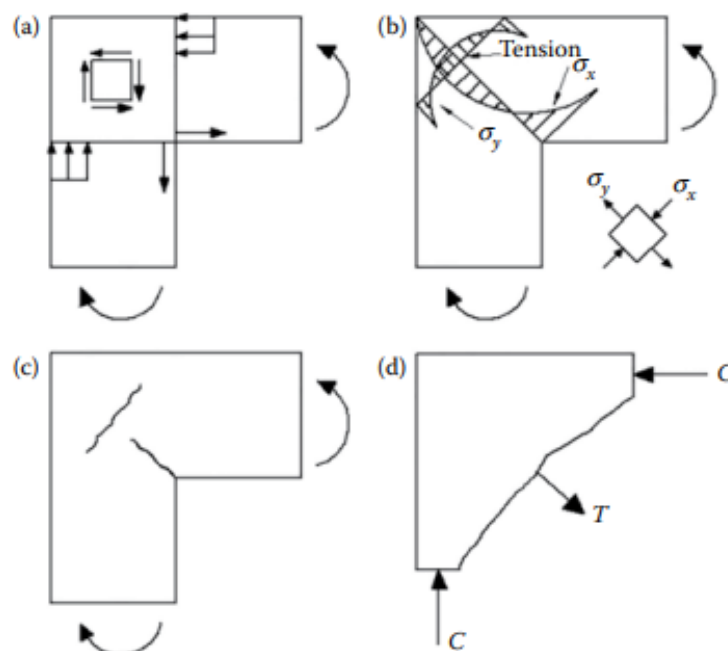
dimensionamento da ligação, o que pode demandar uma maior quantidade de armaduras no nó (Alva, 2004).

A configuração geométrica do nó de pórtico influencia diretamente a distribuição de tensões na região. A geometria do nó afeta o confinamento do concreto e a ancoragem das armaduras. Nós que permitem um bom confinamento possibilitam que o concreto resista melhor às tensões de compressão, aumentando a resistência e a ductilidade da região.

A configuração geométrica também influencia a eficácia da ancoragem das armaduras. Em nós onde o espaço é reduzido, a ancoragem pode ser insuficiente, exigindo ajustes na disposição das armaduras, como dobras e ganchos, para assegurar a segurança estrutural.

Segundo Metwally e Chen (2017), em nós de pórtico externos ortogonais submetidos a momentos positivos, a distribuição de tensões elásticas antes da fissuração ocorre conforme ilustrado na figura 10 (a). Tensões de tração concentram-se no canto reentrante e na região central do nó (figura 10 (b)), provocando o surgimento de fissuras, como mostrado na figura 10 (c). A figura 10 (d) destaca a área fora da fissura diagonal e evidencia que as forças de compressão próximas ao canto externo criam uma resultante que tende a deslocar a porção triangular do nó para fora. Para prevenir esse deslocamento, é fundamental realizar um detalhamento adequado da armadura.

Figura 10 – Comportamento em nó de pórtico ortogonal: (a) forças internas no nó, (b) tensões elásticas, (c) padrão de fissuração e (d) porção externa à fissura diagonal.



Fonte: Metwally e Chen (2017).

A força de tração interna, T , é fundamental para garantir o equilíbrio da estrutura. Se a armadura não for dimensionada para suportar essa força, o nó poderá falhar quase que imediatamente após o aparecimento da fissura diagonal. De acordo com Leonhardt e Monnig (1978), o valor dessa força T pode ser obtida aproximadamente por meio da seguinte equação (6):

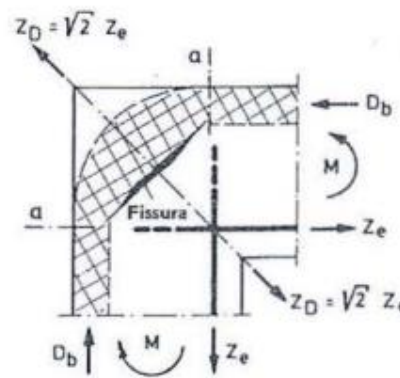
$$T = Z_D = Z_e \sqrt{2} \quad (6)$$

na qual

- T é a força de tração diagonal;
- Z_e é a força de tração na armadura longitudinal.

Vale ressaltar que a equação é válida para nós onde a altura da viga é aproximadamente igual à largura do pilar, conforme apresentado na figura 11.

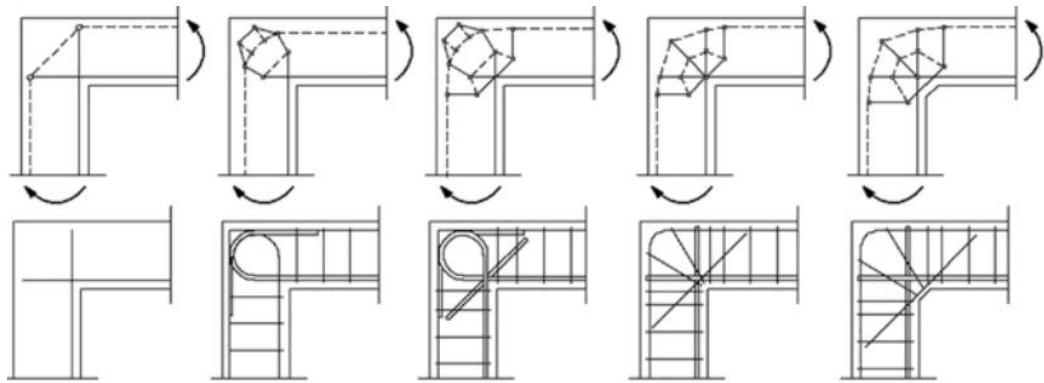
Figura 11 – Treliça idealizada para determinação da força de tração diagonal.



Fonte: Leonhardt e Monnig (1978).

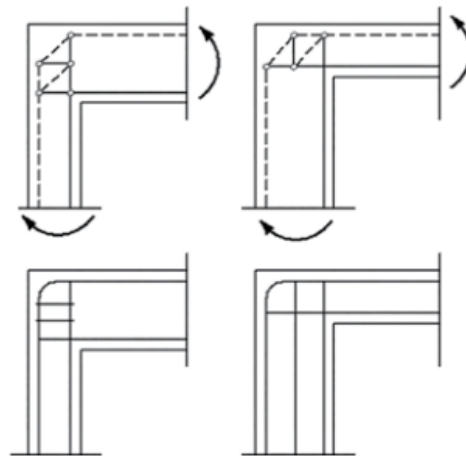
Na figura 12 é possível observar alguns modelos de bielas e tirantes, bem como o detalhamento para cada armadura proposto por Schlaich *et al.* (1987) e Metwally e Chen (2017). Em alguns casos, a altura da viga pode ser maior que a largura do pilar e vice-versa. Sendo assim, Metwally e Chen (2017) propõem o escalonamento das bielas, fazendo surgir tirantes no nó de pórtico, conforme a figura 13.

Figura 12 - Modelos de bielas e tirantes e detalhamento das armaduras para momento positivo.



Fonte: Metwally e Chen (2017).

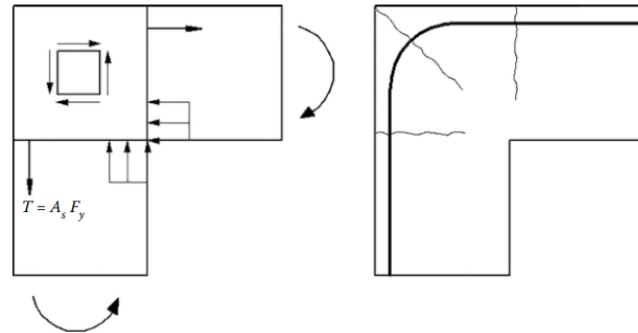
Figura 13 – Modelo de bielas e tirantes e detalhamento para nós externos que os pilares ou as vigas são curtos.



Fonte: Metwally e Chen (2017).

Em casos de momento negativo, as tensões e fissurações que surgem nos nós de pórtico se comportam de maneira oposta às do momento positivo, como mostrado na figura 14. Segundo Metwally e Chen (2017), considera-se que essas forças atuam no núcleo do nó como tensões de cisalhamento uniformes, resultantes de uma ligação de ancoragem. Esse comportamento provoca fissuras com um comprimento maior na diagonal. Para evitar essa fissuração, pode-se limitar a tensão de tração diagonal de forma a permanecer dentro da resistência à tração do concreto.

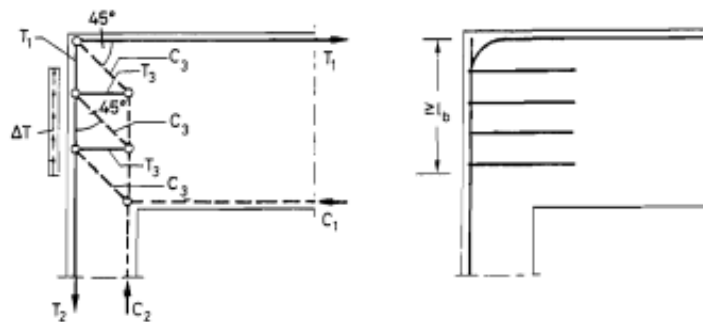
Figura 14 – Tensões e fissuração do nó de pórtico sujeito a momento negativos.



Fonte: Metwally e Chen (2017).

Schlaich e Schäfer (1991) propõem o escalonamento das bielas e tirantes para o caso que a altura da viga é maior que a largura do pilar e vice-versa. Sugerem também o detalhamento apresentado na figura 15.

Figura 15 – Modelo de bielas e tirantes e detalhamento de nós com altura da viga maior que a largura do pilar.

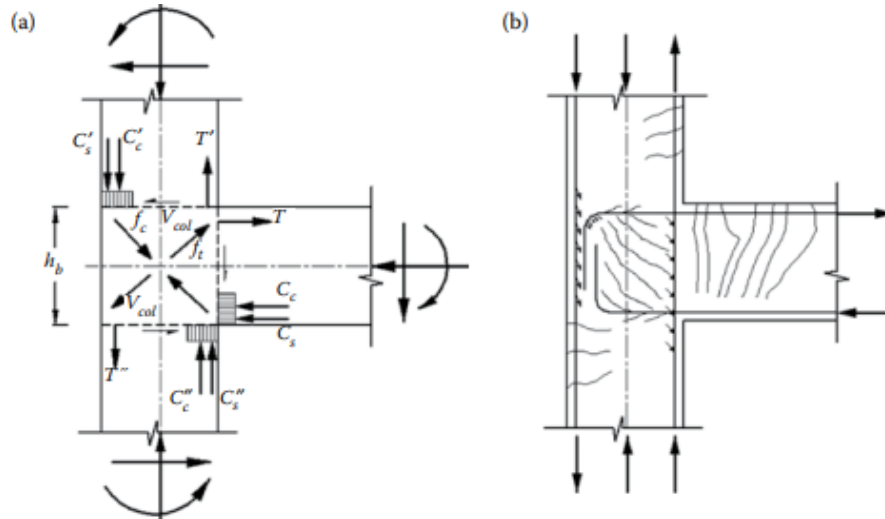


Fonte: Schlaich e Schäfer (1991).

É possível observar na figura 16 alguns modelos de bielas e tirantes e detalhamento das armaduras propostos por Schlaich e Schäfer (1991) e Metwally e Chen (2017), aplicados a nós de pórtico externo.

resultar em fissuras diagonais extensas, conforme ilustrado na figura 18 (b). A intensidade dessa tensão diagonal é influenciada tanto pela quantidade de armadura quanto pela magnitude da carga de compressão no pilar (Park; Paulay, 1975).

Figura 18 – Nó de pórtico externo: (a) Forças internas e (b) possíveis fissurações.



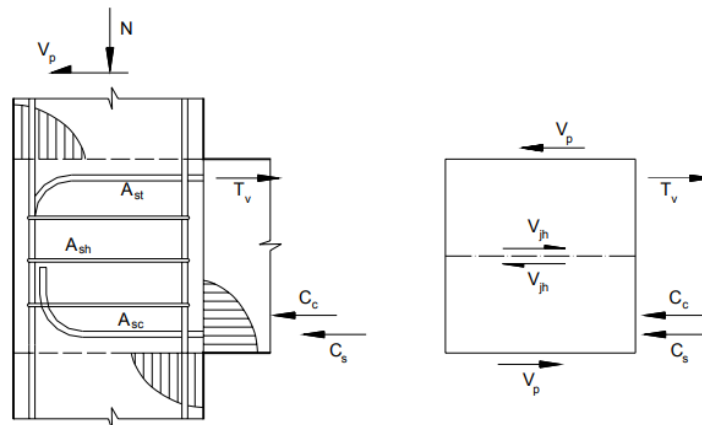
Fonte: Metwally e Chen (2017).

Na região de ligação, tensões de compressão, devido à carga axial do pilar, atuam em conjunto com tensões de cisalhamento, resultantes de descontinuidade geométrica. Essas regiões são comumente encaradas como painéis submetidos a um estado plano de tensões, nos quais as forças cortantes atuantes podem ser determinadas por meio do equilíbrio das forças internas aplicadas ao painel. Dessa forma, a força cisalhante é expressa por (equação 7):

$$V_{jh} = T_V - V_P \quad (7)$$

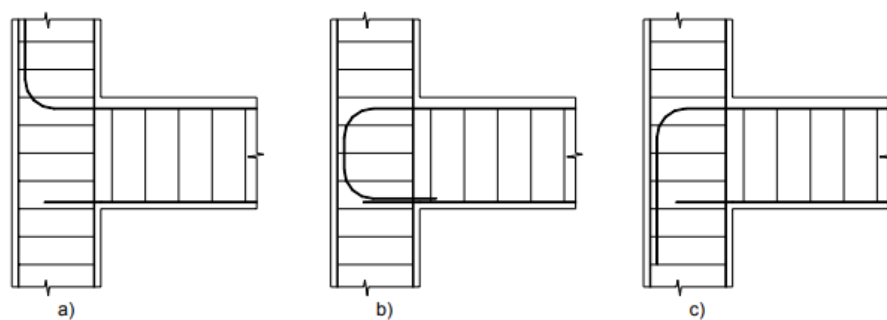
na qual

- V_{jh} é a força cortante horizontal;
- T_V é a força atuante na armadura tracionada;
- V_P é a força cortante no pilar (vide figura 19).

Figura 19 – Forças solicitantes em nós externos.

Fonte: Alva (2004).

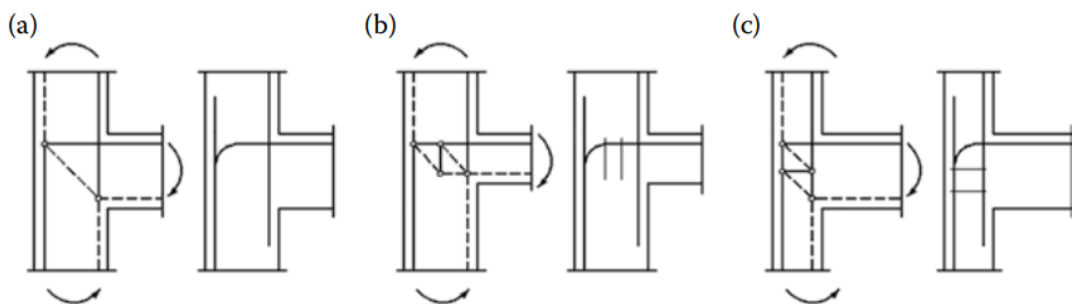
Scott (1992) realizou ensaios experimentais em 15 ligações viga-pilar de concreto armado, empregando três tipos de detalhes de armadura nos nós de pórtico: barras de tração da viga dobradas para cima (figura 20 (a)), dobradas e em forma de U (figura 20 (b)) e para baixo no pilar (figura 20 (c)). Variou-se, além disso, a profundidade da viga, a porcentagem de aço de tração da viga e a carga axial do pilar. Do total das amostras, uma pequena porcentagem da armadura de tração da viga dobrada para baixo ou com dobras em U falharam. A falha ocorreu por articulação plástica na viga junto à face do pilar quando a carga axial no pilar era elevada. Em contraste, todas as amostras com armadura de tração da viga dobrada para cima apresentaram falhas devido a extensas fissuras nos nós. No geral, as barras de tração dobradas para baixo no pilar e as barras em U mostraram desempenho superior aos detalhes de armadura dobrados para cima. Contudo, se a ductilidade for o principal critério, o uso das barras de tração dobradas para baixo no pilar parece ser mais vantajoso.

Figura 20 – Arranjos ensaiados por Scott (1992).

Fonte: Alva (2004).

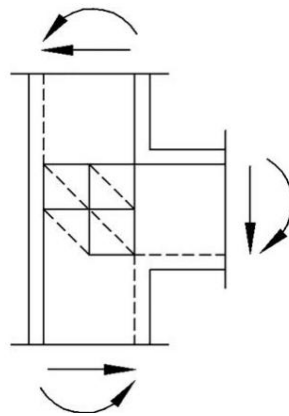
A figura 21 apresenta diferentes modelos de bielas e tirantes para nós de pórtico externos, adaptados de acordo com as rigidezes dos elementos conectados. O modelo simples, ilustrado na figura 21 (a), sugere que as forças de cisalhamento e compressão sejam transmitidas principalmente por uma biela diagonal. Esse modelo pode ser substituído pelo modelo da figura 22. Nas figuras 21 (b) e 21 (c), é proposto um modelo de bielas e tirantes para situações em que a altura da viga difere significativamente da largura do pilar, exigindo um escalonamento das bielas para uma melhor distribuição das tensões.

Figura 21 – Modelo de bielas e tirantes para nós de pórtico externo sujeitos a momento negativo.



Fonte: Metwally e Chen (2017).

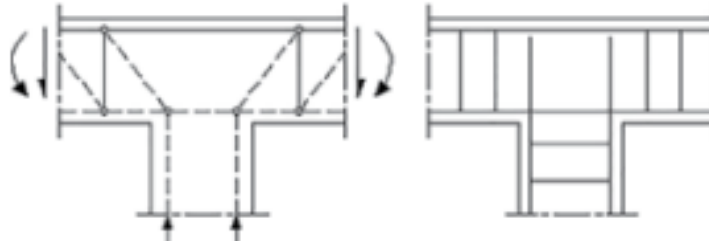
Figura 22 – Modelo de bielas e tirantes otimizado para nós externos.



Fonte: Metwally e Chen (2017).

De acordo com Metwally e Chen (2017), sob cargas gravitacionais, o nó em T interno transmite as forças de tração e compressão das vigas diretamente para o pilar, sem gerar fissuras extensas ou tensões de tração diagonais na ligação. A figura 23 apresenta um modelo de bielas e tirantes para esse nó interno, além de uma sugestão para o detalhamento das armaduras.

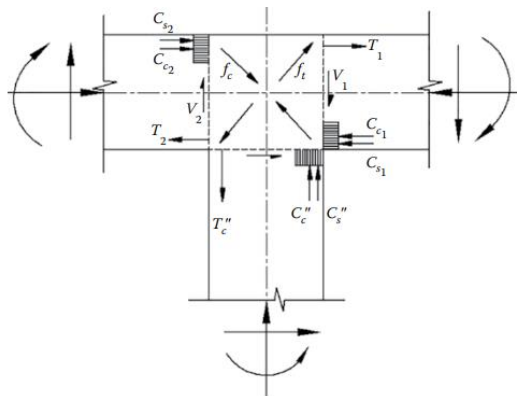
Figura 23 – Modelo de bielas e tirantes e detalhamento para nós em T sob cargas gravitacionais.



Fonte: Metwally e Chen (2017).

Em pórticos submetidos a carregamentos laterais, as tensões no nó T interno são ilustrados na figura 24. Nessa situação, o comportamento do nó de pórtico assemelha-se ao de um nó de pórtico externo com pilar contínuo, rotacionado 90°.

Figura 24 – Forças internas para nós em T.

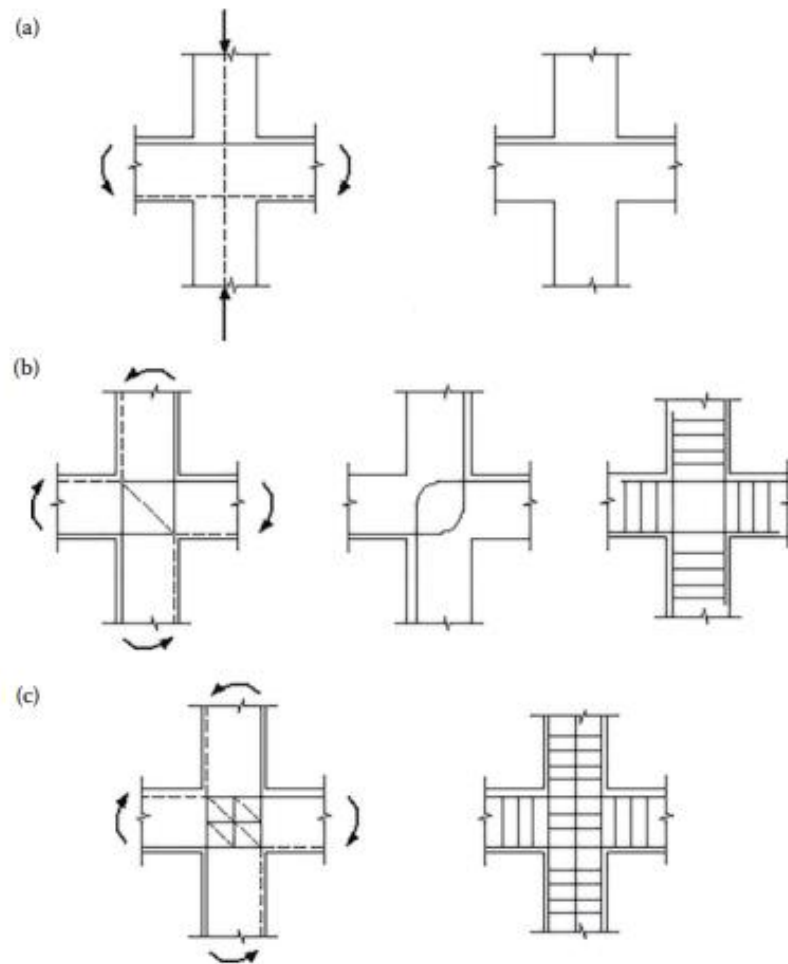


Fonte: Metwally e Chen (2017).

Um nó interno em cruz, sob cargas de gravidade, transmite as forças de tração e compressão na interface do nó e as forças axial da parte do pilar acima da viga, diretamente através do nó para a parte do pilar abaixo da viga, sem desenvolver fissuras extensas no nó. O modelo de bielas e tirantes apropriado para o nó é mostrado na figura 25 (a).

Em uma estrutura carregada lateralmente, os nós internos sofrem forças de cisalhamento significativas que desenvolvem fissuras extensas no núcleo da ligação. O modelo simples, como mostrado na figura 25 (b), sugere que as forças de cisalhamento e compressão resultantes são transmitidas por uma biela diagonal através do nó. O modelo, mostrado na figura 25 (c), considera a contribuição de bielas e dos tirantes na transferência dos esforços. Na figura 25 também é mostrado os possíveis detalhamentos para cada modelo de bielas e tirantes.

Figura 25 – Modelo de bielas e tirantes e detalhamento das armaduras para nós internos.



Fonte: Metwally e Chen (2017).

2.4. Considerações adicionais para detalhamento dos nós

Como mencionado anteriormente, a mudança na direção dos esforços transferidos da viga para o pilar provoca nos nós de pórtico uma distribuição das tensões e comportamento estrutural complexo. Esse comportamento depende de diversos fatores, como o estado de tensões, a ancoragem, a carga axial no pilar, a resistência do concreto, as propriedades geométricas do nó, o arranjo das armaduras, entre outros.

A ancoragem da armadura longitudinal da viga no nó de pórtico é um ponto essencial para garantir a transferência eficiente dos esforços entre os elementos conectados. Para suportar as forças de tração e compressão sem que ocorram deslizamentos ou perda de aderência, a armadura longitudinal precisa estar corretamente ancorada. O comprimento de ancoragem adequado depende de fatores como o diâmetro das barras, o tipo de concreto, as condições de carga e o cobrimento.

Segundo a ABNT NBR 6118 (2023), o cobrimento da armadura é a camada de concreto que envolve as barras de aço, fornecendo proteção contra agentes externos, como umidade, gases e substâncias corrosivas, além de assegurar a aderência necessária entre o concreto e o aço. O cobrimento também é essencial para garantir a segurança contra incêndios, evitar o aparecimento de fissuras superficiais e assegurar a durabilidade da estrutura. A norma especifica valores mínimos de cobrimento dependendo do tipo de ambiente, conforme quadro 2, e do elemento estrutural, como lajes, vigas, pilares, fundações, entre outros. Esses valores são definidos de acordo com a classe de exposição e a durabilidade requerida para a obra (ver quadro 3).

Quadro 3 – Cobrimento mínimo para elementos de CA.

Componente ou elemento	Classe de agressividade			
	I	II	III	IV
	Cobrimento nominal (mm)			
Laje	20	25	35	45
Viga/pilar	25	30	40	50
Elementos estruturais em contato com o solo	30		40	50

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118 (2023).

A adoção de um cobrimento adequado é crucial para que o nó de pórtico resista aos esforços de tração e compressão, evitando falhas de ancoragem. Caso o cobrimento seja insuficiente, essa aderência é comprometida, o que pode gerar fissurações, deslizamento da armadura e, em casos extremos, falhas estruturais.

A ancoragem por aderência é um mecanismo que permite a transferência de esforços entre o concreto e o aço, ocorre por meio do contato entre a superfície das barras e o concreto que as envolve. Conforme a ABNT NBR 6118 (2023), as armaduras devem ser ancoradas por aderência, utilizando um comprimento reto para a transferência das forças. No entanto, é possível combinar esse comprimento reto com elementos como dobras, barras transversais soldadas ou placas soldadas nas extremidades, visando aprimorar a eficácia da ancoragem.

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2023), esse comprimento reto deve ser capaz de ancorar a força-limite que atua na barra e é dado pela equação (8):

$$l_b = \frac{\sigma f_{yd}}{4 f_{bd}} \geq 25\phi \quad (8)$$

na qual

l_b é o comprimento de ancoragem básico;

$\emptyset$ o diâmetro da barra;

f_{yd} a resistência de cálculo ao escoamento do aço;

f_{bd} a resistência de aderência de cálculo.

Ainda segundo a ABNT NBR 6118 (2023), a resistência de aderência f_{bd} é dada pela seguinte equação (9):

$$f_{bd} = \eta_1 \eta_2 \eta_3 f_{ctd} \quad (9)$$

sendo η_1 , η_2 , η_3 coeficientes que consideram a conformação superficial das barras, o posicionamento em relação às regiões de boa e má aderência e o diâmetro das barras ancoradas, respectivamente. Seus valores são determinados da seguinte forma:

- $\eta_1 = 1,0$ para aço CA-25; 2,25 para aço CA-50; 1,00 para aço CA-60;
- $\eta_2 = 1,0$ para situações de boa aderência; 0,7 para situações de má aderência;
- $\eta_3 = 1,0$ para $\emptyset < 32$ mm; $(132 - \emptyset) / 100$ para $\emptyset \geq 32$ mm.

Quanto ao raio de dobra das barras tracionadas, Leonhardt e Monnig (1978) dizem que barras com grandes diâmetros, pequenos cobrimentos laterais ou com distâncias pequenas entre o eixo da armadura externa e a borda não garantem a segurança contra o fendilhamento do concreto. Em tais situações, recomendam-se, para a ancoragem adequada, distâncias mínimas de 3 cm ou três vezes o diâmetro da armadura entre o eixo da barra externa e a borda da viga.

No cálculo do comprimento de ancoragem necessário, a ABNT NBR 6118 (2023) apenas permite a redução do comprimento básico nas barras que possuem cobrimento no plano normal ao gancho maior ou igual a três vezes o diâmetro da barra. Essa consideração evita o fendilhamento do concreto, conforme indicado por Leonhardt e Monnig (1978). O comprimento de ancoragem necessário é dado pela equação 10,

$$l_{b,nec} = \alpha l_b \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \quad (10)$$

na qual

$l_{b,nec}$ é o comprimento de ancoragem necessário;

l_b é o comprimento de ancoragem básico;

$A_{s,calc}$ é a armadura calculada;

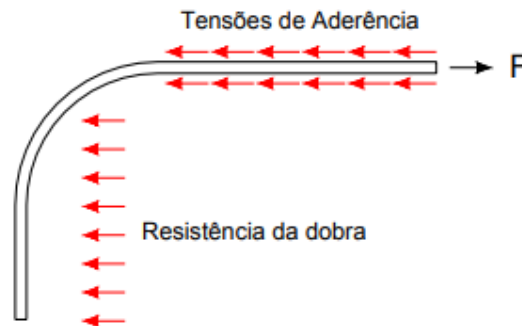
$A_{s,ef}$ é a armadura efetiva;

$\alpha = 1,0$, para barras sem gancho;

$\alpha = 0,7$, para barras tracionadas com gancho e com cobrimento lateral $\geq 3 \varnothing$

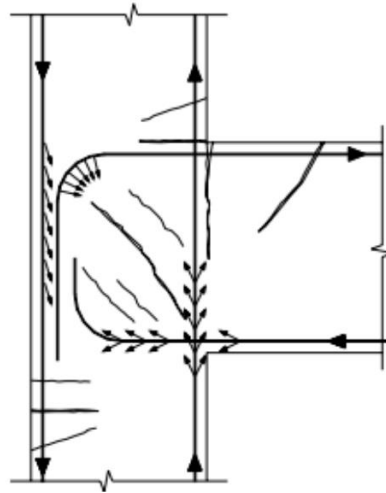
O gancho é comumente usado onde não há espaço suficiente no nó para a ancoragem reta de uma barra. A figura 26 exhibe como é o mecanismo resistente da combinação entre o trecho reto e a dobra.

Figura 26 – Mecanismo resistente numa barra com gancho.



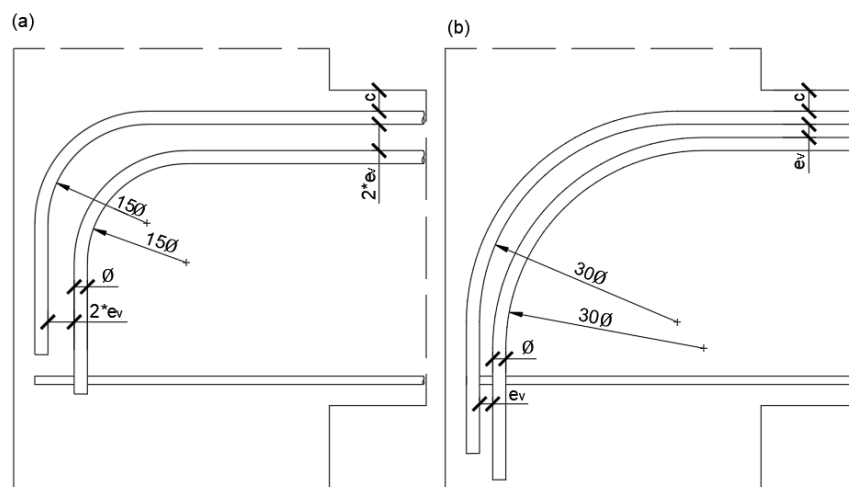
Fonte: Haach (2005).

A verificação do diâmetro da dobra é fundamental, pois o gancho pode contribuir com o aumento das tensões em uma biela de compressão, podendo causar o esmagamento da mesma. As forças transmitidas das barras para o concreto, devido a dobra, são representadas pelas pequenas setas na figura 27. Em virtude dessa condição, a ABNT NBR 6118 (2023) limita o diâmetro de dobra nos nós de pórtico em $10\varnothing$ para aço CA-25, $15\varnothing$ para CA-50 e $18\varnothing$ para CA-60. O objetivo dessas limitações inclui também evitar o deslizamento excessivo das armaduras no interior dos nós.

Figura 27 – Fissuração do nó.

Fonte: Alva (2004).

Esse aumento de tensão na biela pode ser elevado na existência de mais de uma barra com gancho no mesmo plano. Para evitar tal problema, a ABNT NBR 6118 (2023) aponta que, quando o espaçamento entre as barras do mesmo plano for menor que duas vezes o espaçamento vertical mínimo, o diâmetro de dobra deve ser multiplicado pela quantidade de barras que fazem a dobra. Ou seja, há duas formas de atender essa prescrição: aumentando o espaçamento vertical e_v (figura 28 (a)) ou aumentando o raio de dobra (figura 28 (b)). Ambos os casos estão apresentados na figura 28 para aços CA-50, em nós de pórtico.

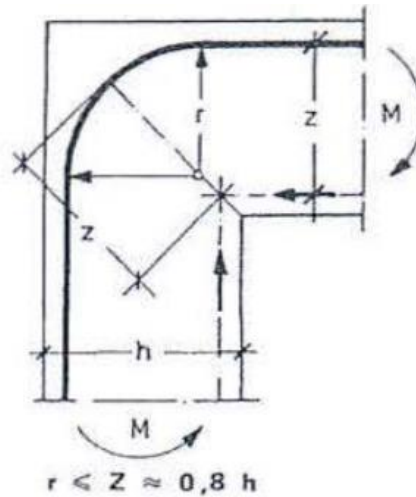
Figura 28 – Mecanismos para reduzir tensões na biela diagonal: (a) aumento do espaçamento vertical ou (b) aumento do raio de dobra.

Fonte: Autor.

A ABNT NBR 6118 (2023) define que o espaçamento vertical e_v deve ser maior ou igual a 2cm, o diâmetro da barra ou 0,5 vez a dimensão do agregado utilizado.

Segundo Leonhardt e Monnig (1978), o diâmetro do pino de dobramento das barras da armadura do banzo pode também influenciar o braço de alavanca “Z”. Portanto, o raio de dobramento deve ser limitado a um valor igual ou inferior a $0,8h$, conforme ilustrado na figura 29.

Figura 29 – Raio em função de h quando em momento negativo.



Fonte: Adaptado de Leonhardt e Monnig (1978).

3. METODOLOGIA

3.1. Pórtico

Para obtenção dos esforços envolvidos no estudo dos nós de pórtico, a estrutura deve ser inicialmente idealizada como um modelo simplificado e analisado mediante o uso de recursos computacionais

Os modelos computacionais de estruturas podem ser definidos como representações matemáticas e numéricas utilizadas para simular o comportamento mecânico de sistemas estruturais sob diferentes condições de carregamentos e restrições. Esses modelos são implementados em *softwares* de engenharia estrutural para prever esforços, deslocamentos, tensões e estabilidade, permitindo uma análise mais precisa e otimizada das estruturas.

Para o desenvolvimento desse trabalho, foi definido inicialmente o uso do *software* TQS V25, fazendo uso da versão estudantil para modelagem e processamento da estrutura. O TQS é um *software* utilizado para modelagem, análise e dimensionamento de estruturas de concreto armado e protendido. Desenvolvido especificamente para atender às normas brasileiras, como a NBR 6118 (2023), ele permite a criação de modelos estruturais, a realização de análises avançadas e o dimensionamento automatizado de elementos como lajes, vigas, pilares e fundações.

No entanto, a utilização direta dos esforços extraídos do TQS para análise local da ligação viga-pilar mostrou-se inviável, uma vez que o equilíbrio de esforços no nó não era satisfeito. Esse desequilíbrio decorre de dois fatores relacionados à forma como o TQS modela e analisa a estrutura.

O primeiro fator está relacionado ao uso automático de trechos rígidos nas ligações viga-pilar. Esses trechos correspondem às porções das vigas que se prolongam para o interior dos pilares, apresentando uma rigidez significativamente maior do que os trechos centrais das vigas. Essa rigidez adicional é uma representação adequada do comportamento real da estrutura, já que, na prática, a continuidade do concreto e o confinamento promovido pelos pilares restringem as rotações nas extremidades das vigas. No entanto, do ponto de vista da análise nodal, essa modelagem interfere diretamente no vão teórico das vigas, alterando os esforços internos e impactando no equilíbrio local dos nós

O segundo fator refere-se à diferença dimensional entre os modelos adotados. Enquanto o TQS realiza uma análise espacial tridimensional (3D) da estrutura, a análise dos nós de pórtico por MBT será conduzida em um modelo bidimensional (2D). No modelo 3D, é

comum que outras vigas incidam na ligação analisada, fora do plano da seção avaliada. Essas vigas transversais exercem influência nos esforços de compressão dos pilares, especialmente ao introduzirem componentes fora do plano da análise. Como resultado, ao considerar apenas uma viga em conjunto com o pilar em um modelo 2D, o esforço cortante da viga não é compatível com o esforço normal de compressão do pilar, rompendo o equilíbrio estático local necessário para aplicação do MBT.

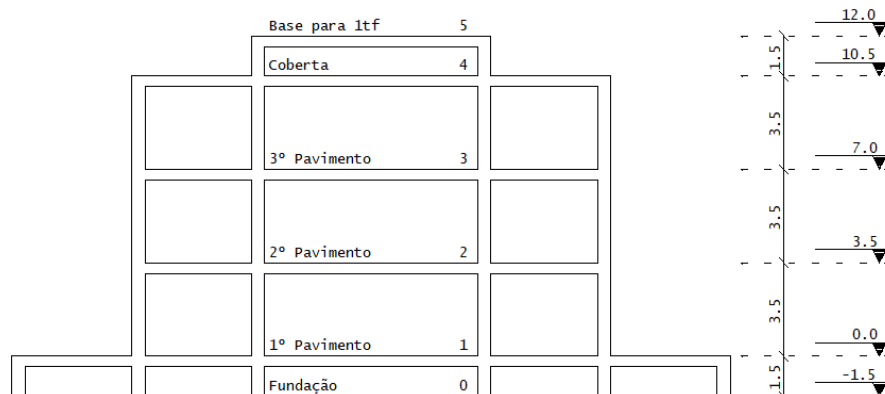
Para contornar esse impasse e garantir o equilíbrio dos esforços no nó analisado, optou-se por isolar um dos pórticos da estrutura e modelá-lo no FTool. Dessa forma, foi possível representar o sistema em um modelo plano (2D) compatível com a metodologia do MBT, considerando exclusivamente os esforços atuantes no plano do pórtico selecionado. Essa abordagem permitiu o equilíbrio dos esforços no nó e, com isso, viabilizar a análise local da ligação de forma coerente com os pressupostos do método de bielas e tirantes.

O concreto adotado para análise corresponde a uma resistência característica à compressão de 30 MPa (C30). Essa classe de resistência foi escolhida para atender aos requisitos mínimos de durabilidade da estrutura, considerando a classe de agressividade ambiental definida, e por ser usual em edificações residenciais.

A estrutura foi considerada em um ambiente de classe de agressividade moderada (Classe II), conforme a ABNT NBR 6118 (2023). Esse nível de agressividade é típico de áreas urbanas, onde a exposição à umidade e agentes corrosivos é limitada, mas ainda requer cuidados com a durabilidade da estrutura.

O cobrimento mínimo da armadura foi estabelecido conforme as exigências normativas. Para vigas e pilares, foi adotado um cobrimento de 30 mm, garantindo proteção adequada contra corrosão e assegurando a aderência necessária entre o aço e o concreto. Para lajes esse cobrimento foi de 25mm para a face superior e inferior, embora não interfira na análise do nó de pórtico.

A estrutura modelada representa um edifício de cinco pavimentos, caracterizado por um sistema estrutural de concreto armado. Foram considerados 3 pavimentos de uso residencial e um pavimento coberto, conforme figura 30. O projeto seguiu uma distribuição típica de elementos estruturais, garantindo uma análise representativa das ligações viga-pilar.

Figura 30 – Corte esquemático da estrutura fictícia.

Fonte: Autor.

Foi considerado um pé esquerdo de 3,50 metros para os três primeiros pavimentos, respeitando padrões usuais para edificações residenciais e comerciais. Já o último pavimento possui um pé esquerdo de 1,5 metros.

Os elementos estruturais foram modelados com dimensões variadas, de modo a proporcionar diferentes configurações nos nós de pórtico e possibilitar uma análise mais abrangente do seu comportamento. Essa variação permite estudar a influência da geometria dos nós na distribuição de esforços e no detalhamento das armaduras.

Os pilares foram modelados com seções transversais diferentes. Essa variação de dimensões busca representar diferentes condições estruturais, abrangendo tanto nós com pilares robustos quanto nós com pilares mais esbeltos.

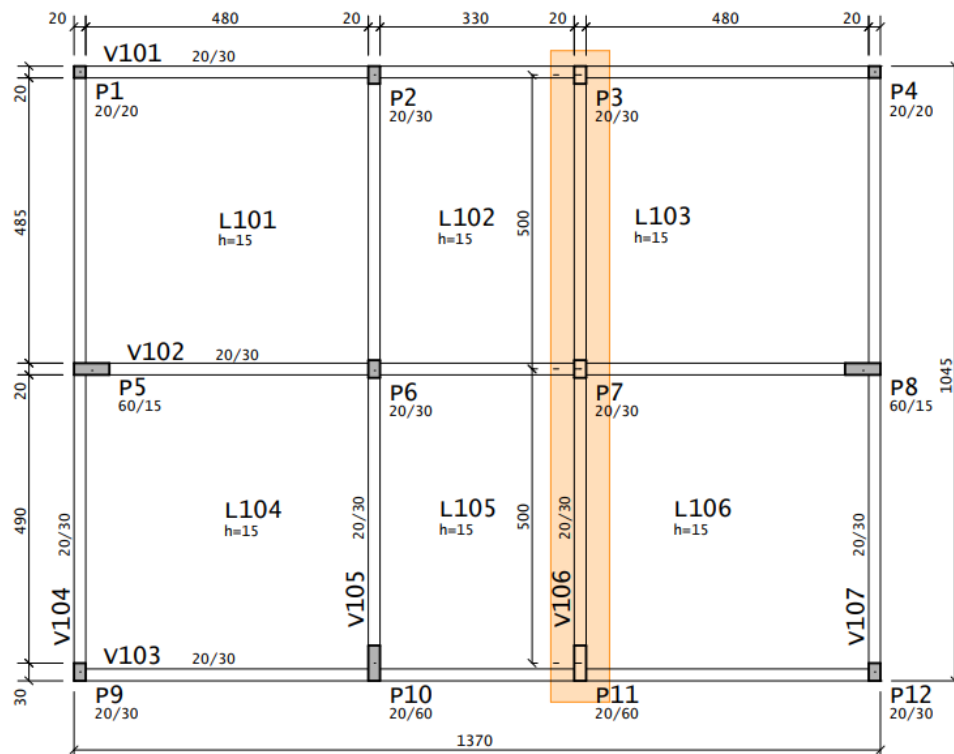
As vigas também apresentam seções variáveis, dependendo da região da estrutura e da relação com os nós de pórtico. Foram adotadas vigas com larguras de 20cm e alturas de 30 cm e 60 cm. Essa diferenciação permite avaliar como a geometria das vigas influencia a transferência de esforços nos nós de pórtico, especialmente no dimensionamento das bielas e tirantes.

As lajes foram consideradas como maciças, com espessura de 15 cm, garantindo boa rigidez estrutural e adequada resistência às cargas atuantes. Essa espessura foi definida levando em consideração a necessidade de uma estrutura eficiente, que possibilite a correta transmissão de cargas para as vigas e, consequentemente, para os nós de pórtico em análise.

Quanto aos elementos modelados inicialmente no TQS, ao total foram lançados 12 pilares, no pavimento térreo, superior e cobertura foram lançadas vigas e lajes e no último pavimento foram lançadas vigas e uma laje fazendo o contorno nos pilares P6, P7, P10 e P11.

Na figura 31 é possível observar uma planta de forma do primeiro pavimento com as dimensões dos elementos. A forma do primeiro pavimento se repete para o terceiro e coberta. No segundo pavimento, a V205 e V206, nas posições da V105 e V106, tem suas dimensões iguais a 20cmx60cm. Ainda sobre a figura 31, em laranja está destacado no pórtico que foi escolhido para fazer a análise estrutural.

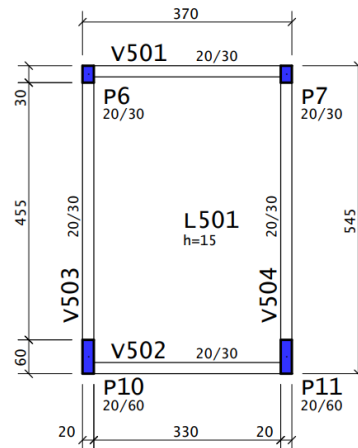
Figura 31 – Forma do primeiro pavimento.



Fonte: Fonte: Autor.

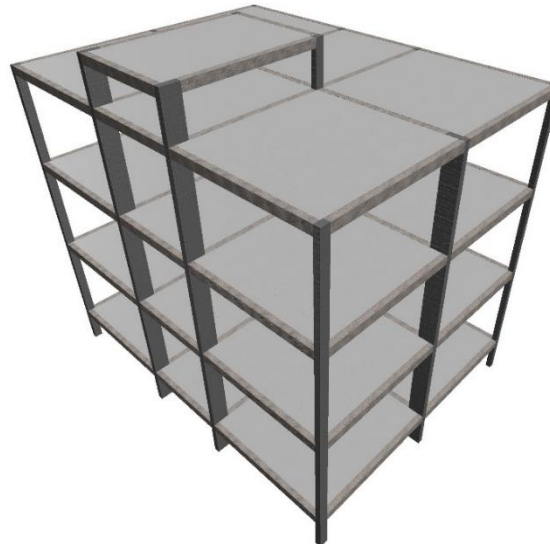
A figura 32 apresenta a forma do último pavimento que serve de base para uma carga de 1tf, podendo ser uma caixa d'água de 1000L. Na figura 33, observa-se a modelagem tridimensional (3D) completa da estrutura, permitindo uma compreensão do comportamento espacial do sistema.

Figura 32 – Forma da base para uma carga de 1tf.



Fonte: Autor.

Figura 33 – Visualização 3D do modelo estrutural.



Fonte: Autor.

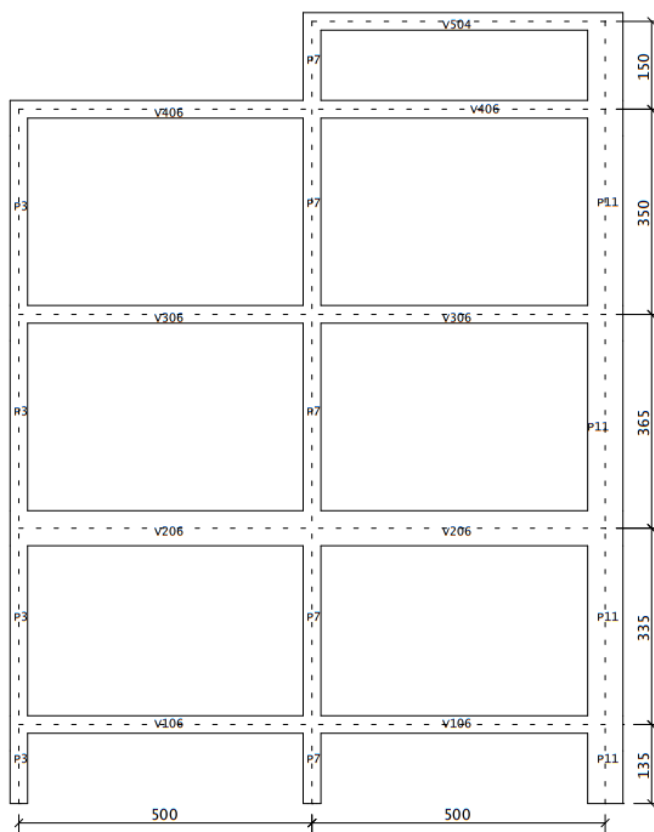
A figura 34 destaca o pórtico selecionado para análise, extraído da modelagem geral, representado também em três dimensões. A figura 35 detalha os elementos que compõem o pórtico, assim como as distâncias entre os eixos dos elementos estruturais, informações indispensáveis para a correta modelagem geométrica no *software* FTool, garantindo precisão na representação e na análise do pórtico plano.

Figura 34 – Visualização 3D do pórtico plano destacado, que será analisado.



Fonte: Autor.

Figura 35 – Pórtico plano analisado.



Fonte: Autor.

Quanto às unidades de medida adotadas, utilizou-se a tonelada-força (tf) para as forças, o centímetro (cm) para as distâncias lineares e o tonelada-força-metro (tfm) para os momentos fletores, por ser unidades usuais em projetos estruturais.

3.2. Carregamentos

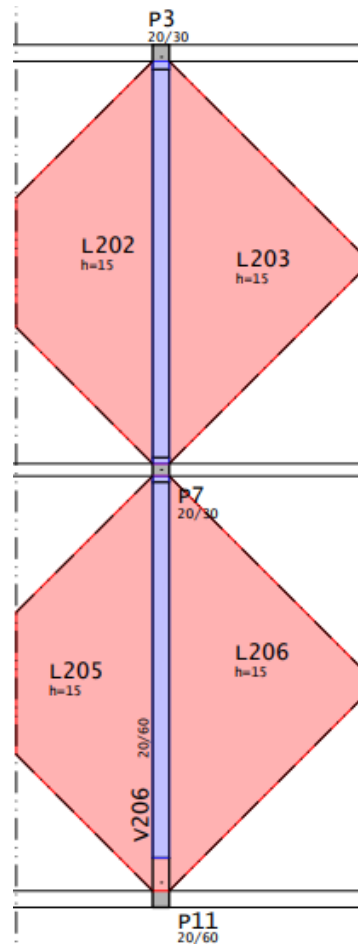
A definição dos carregamentos seguiu as normas brasileiras aplicáveis, em especial a ABNT NBR 6120 (2019) e a ABNT NBR 8681 (2003), que estabelecem critérios para cargas permanentes e acidentais.

O peso próprio da estrutura foi considerado adotando uma densidade do concreto de $2,5 \text{ tf/m}^3$. Esse carregamento inclui o peso dos elementos estruturais, como vigas, lajes e pilares.

Nos pavimentos primeiro, segundo e terceiro, para as lajes, a carga permanente foi estimada considerando os pesos dos revestimentos de piso e teto, conforme especificado nas tabelas 4 e 8 da ABNT NBR 6120 (2019). O revestimento de piso foi definido com um peso de $0,1 \text{ tf/m}^2$, correspondente a um acabamento para edifícios residenciais e comerciais, com 5 cm de espessura. Já o revestimento de teto foi considerado com $0,015 \text{ tf/m}^2$, referente ao uso de forro de gesso em placas, incluindo sua estrutura de suporte. Dessa forma, a soma das cargas permanentes atuantes sobre as lajes totaliza $0,115 \text{ tf/m}^2$. A carga acidental adotada seguiu as recomendações da tabela 10 da ABNT NBR 6120 (2019), considerando um valor de $0,15 \text{ tf/m}^2$ para salas, copas e cozinhas de edificações residenciais. Esse valor representa a sobrecarga para esses ambientes, levando em conta o peso de móveis, equipamentos e ocupação variável.

No pavimento coberta, foi considerado uma impermeabilização simples com 5cm de espessura ($0,011 \text{ tf/m}^2$), mais o revestimento de teto, resultando em $0,026 \text{ tf/m}^2$ e $0,1 \text{ tf/m}^2$ de carga acidental. No último pavimento foi considerado uma carga de 1 tf distribuída na laje L501, o peso próprio da laje e $0,1 \text{ tf/m}^2$ de carga acidental.

Sobre as vigas, cargas permanentes foram lançadas representando o peso das paredes. Foi considerado o uso de blocos cerâmicos de 9 cm de espessura, revestidos em ambas as faces com camadas de 2 cm de argamassa. Segundo a tabela 10 da ABNT NBR 6120 (2019), essa composição resulta em um peso específico de $0,16 \text{ tf/m}^2$. As paredes foram assumidas com altura de 3,20 metros, tendo em vista que o pé-esquerdo é de 3,50 metros e a menor altura das vigas de 30 cm. A região hachurada da figura 36 indica a área das lajes cujos carregamentos foram transferidos para as vigas do pórtico analisado.

Figura 36 – Região de carregamentos consideradas no pórtico.

Fonte: Autor.

Na tabela 1, são apresentados os esforços transferidos das lajes para as vigas. A tabela detalha, para cada viga considerada, a área de laje correspondente, bem como os valores de peso próprio da laje (PP), carga permanente (CP) e carga acidental (CA).

Para fins de simplificação e compatibilidade com o modelo de pórtico, assumiu-se que os carregamentos atuam de forma linearmente distribuída ao longo do comprimento das vigas. Especificamente, foi adotado um comprimento de 10 metros para as vigas V106, V206, V309 e V406, enquanto para a viga V504, os carregamentos foram considerados atuando sobre um trecho de 5 metros.

Tabela 1 – Esforços devido às lajes e que atuam nas vigas.

Vigas	Altura (cm)	Área (m ²)	PP (tf/m)	CP (tf/m)	CA (tf/m)
V106/V206/V306	15	23,1	0,87	0,27	0,35
V406	15	23,1	0,87	0,06	0,23
V504	15	5,57	0,42	0,07	0,11

Fonte: Autor.

O peso próprio das vigas e o peso da alvenaria, que atuam diretamente na viga, estão apresentados na tabela 2. Ao combinar os esforços permanentes e acidentais, considerando a combinação última normal com o coeficiente ponderador $\gamma_f = 1,4$, chega-se ao valor final do carregamento distribuído nas vigas, indicado na tabela 3.

Tabela 2 – Esforços que atuam diretamente nas vigas.

Seção	Altura (cm)	Base (cm)	PP (tf/m)	CP (tf/m)
1	30	20	0,15	0,512
2	60	20	0,30	

Fonte: Autor.

Tabela 3 – Carregamento distribuído nas vigas.

Vigas	Permanente (tf/m)	Acidental (tf/m)	Distribuído (tf/m)
V106	1,79	0,35	3,00
V206	1,94	0,35	3,21
V306	1,79	0,35	3,00
V406	1,59	0,23	2,55
V504	1,15	0,11	1,76

Fonte: Autor.

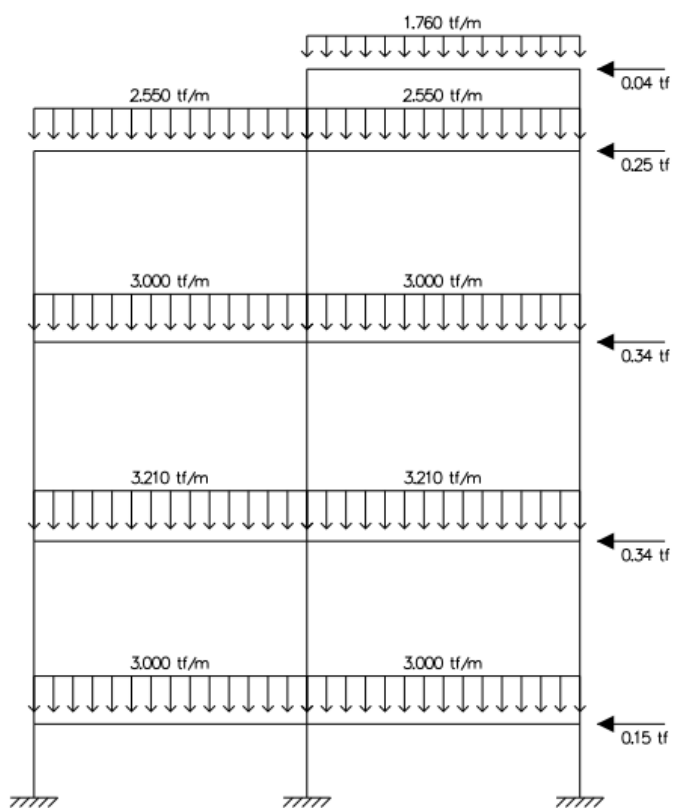
O esforço devido ao vento foi calculado seguindo as diretrizes da ABNT NBR 6123 (2023) que trata das forças devidas ao vento nas edificações. O procedimento pode ser verificado no apêndice A.

Com base nas distâncias indicadas na figura 35, valores de carregamento apresentados nas tabelas 3, cálculo dos esforços devido ao vento, dimensões geométricas dos elementos estruturais e parâmetros do material, foi possível realizar a modelagem do pórtico no *software* FTool.

Para o concreto, foram adotados os seguintes parâmetros: módulo de elasticidade $E = 5600\sqrt{f_{ck}} = 30.672$ MPa e coeficiente de Poisson $\nu = 0,20$, valores compatíveis com o concreto de classe correspondente ao projeto. A condição de vínculo adotada na base dos pilares foi de engastamento, de forma a refletir a restrição completa de rotação.

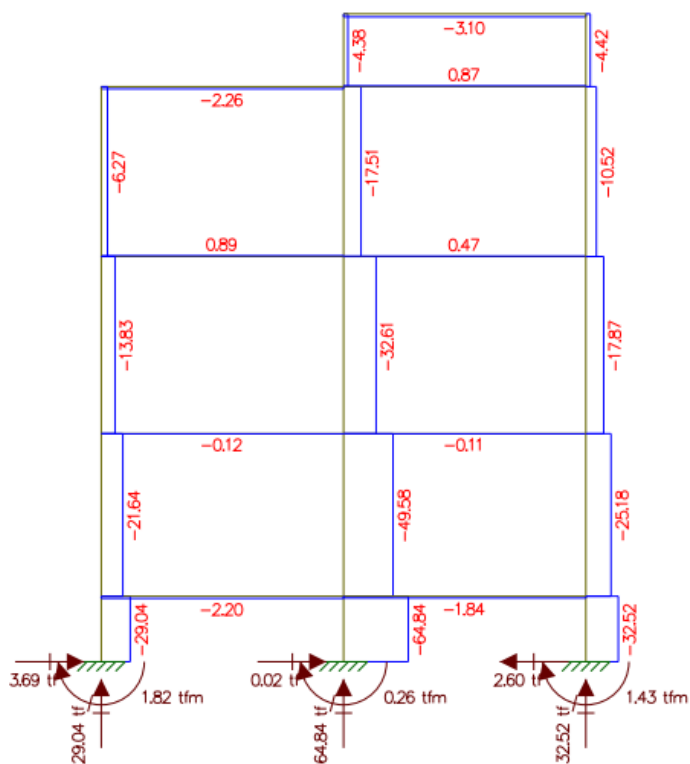
A modelagem completa do pórtico resultante pode ser visualizada na figura 37, onde estão representados os elementos estruturais, as ligações e os carregamentos aplicados. A partir do modelo foi possível encontrar os esforços atuantes no pórtico. Na figura 38 é apresentado os esforços normais nas barras. Na figura 39 é apresentado os esforços cortantes. Na figura 40 é apresentado os momentos fletores.

Figura 37 – Pórtico plano no FTool.



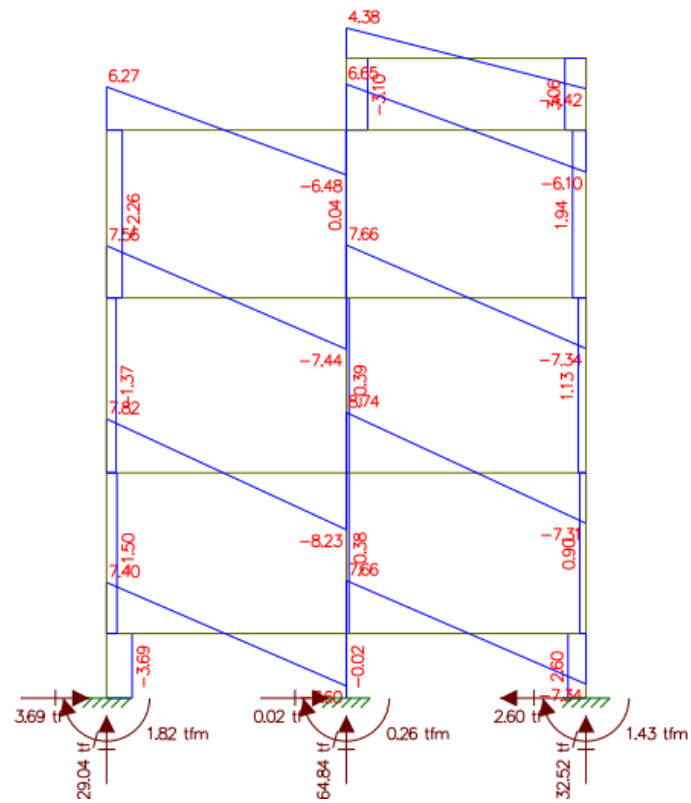
Fonte: Autor.

Figura 38 – Esforço normal.



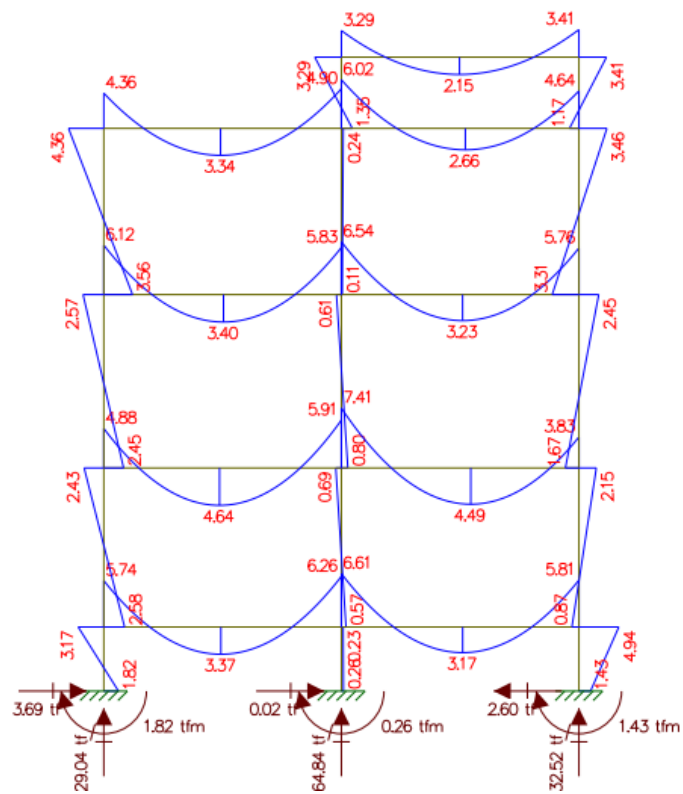
Fonte: Autor.

Figura 39 – Esforço cortante.



Fonte: Autor.

Figura 40 – Momento fletor.



Fonte: Autor.

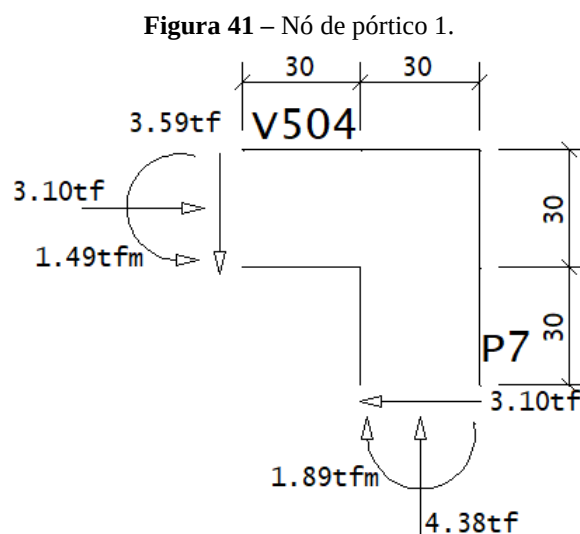
4. ESTUDO DOS NÓS

A seleção dos nós de pórtico foi realizada considerando a influência dos esforços internos e a complexidade das ligações viga-pilar. Para isso, foram escolhidos nós em regiões da estrutura onde há uma significativa transferência de cargas entre os elementos estruturais.

Foram escolhidos tanto nós internos quanto nós externos, buscando compreender o comportamento estrutural em diferentes condições de carregamento. Os nós internos são aqueles localizados dentro da estrutura, onde há continuidade da viga e do pilar. Já os nós externos estão posicionados nas extremidades da estrutura, onde uma das vigas é interrompida.

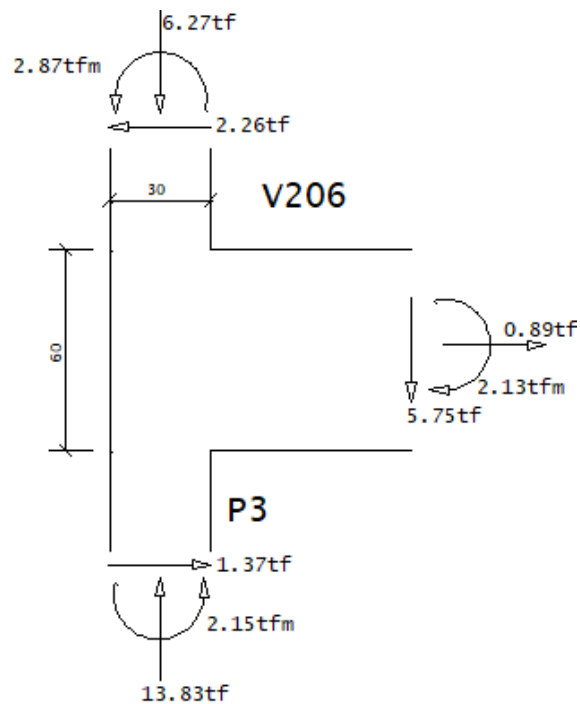
A geometria e as dimensões das ligações foram levadas em consideração na escolha dos nós, garantindo que a análise contemplasse diferentes tipos de configuração estrutural. Foram escolhidos quatro nós de pórtico para realizar os estudos:

- **Nó de pórtico 1:** Consiste em um nó de pórtico externo que está localizado no ultimo pavimento e é formado pelo encontro da viga V504 com o pilar P7. Esse nó é representado na figura 41 juntamente com os esforços atuantes na viga e no pilar.



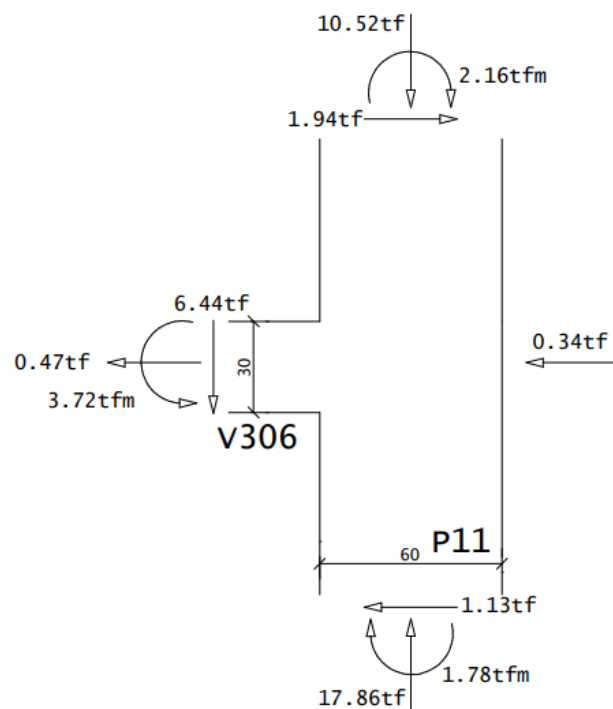
Fonte: Autor.

- **Nó de pórtico 2:** Corresponde a um nó de pórtico externo que está localizado no segundo pavimento e é formado pelo encontro da viga V206 com o pilar P3. Uma particularidade desse nó é que a altura da viga é duas vezes maior que a largura do pilar (vide figura 42).

Figura 42 – Nó de pórtico 2.

Fonte: Autor.

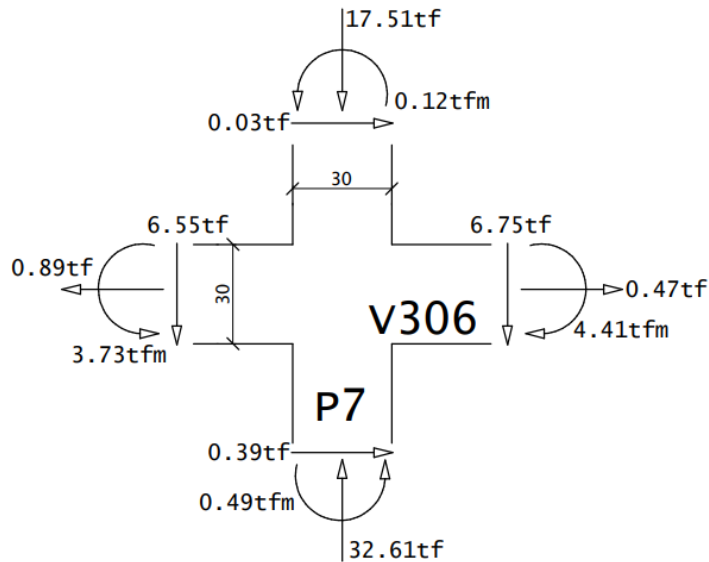
- **Nó de pórtico 3:** Consiste em um nó de pórtico externo que está localizado no terceiro pavimento e é formado pelo encontro da viga V306 com o pilar P11. Nesse caso, a largura do pilar é duas vezes maior que a altura da viga (figura 43).

Figura 43 – Nó de pórtico 3.

Fonte: Autor.

- **Nó de pórtico 4:** Trata-se de um nó de pórtico interno que está localizado no terceiro pavimento e é formado pelo encontro da viga V306 com o pilar P7 (figura 44).

Figura 44 – Nó de pórtico 4.



Fonte: Autor.

Vale salientar que os esforços representados nas figuras 41, 42, 43 e 44 correspondem àqueles encontrados na seção entre as regiões B e D.

Ao extrair os esforços do pórtico, é preciso fazer uma análise das seções que sofrem flexão composta normal, no caso das vigas e pilares. Essa análise é necessária devido à necessidade de extrair as forças que atuam na seção para inseri-las no modelo de bielas e tirantes adotado na modelagem do nó de pórtico. Para calcular as forças na seção, foi utilizado a calculadora de flexão composta normal disponível no sistema TQS. Nela foram inseridas as informações referentes ao concreto, aço, geometria da seção e esforços, bem como o número de bitolas na região superior ou inferior. O programa emite como resultados a área de aço necessária para equilibrar a seção, e a altura da linha neutra.

Através da equação de equilíbrio indicada por Fusco (1981), para flexo-compressão, é possível encontrar as forças atuantes na seção do concreto, a partir da equação 11, considerando armadura simples.

$$F_u = R_c - R_s \quad (11)$$

na qual

F_u a força normal aplicada na seção,

R_s a força que atua na armadura de tração,

R_c a força que atua na seção comprimida.

Como a calculadora indica a área de aço necessária para equilibra a seção, basta substituir a força na armadura de tração pelo produto entre a área de aço e a tensão resistente do aço para encontrar a força que atua na região comprimida, conforme equação 12.

$$R_c = F_u + A_s f_{yd} \quad (12)$$

Para o caso de flexo-tração, Fusco (1981) indica que a equação 13 de equilíbrio da seção é dada por

$$F_u = R_s - R_c \therefore R_c = R_s - F_u \quad (13)$$

No FTool, as forças de tração nas armaduras devem ser aplicadas no centro de gravidade das barras, o que corresponde a uma distância igual ao cobrimento somado à metade do diâmetro da barra adotada, medido a partir da face externa da peça de concreto.

De acordo com Wight e MacGregor (2011), as forças de compressão no concreto devem ser posicionadas no centro do diagrama de tensões parábola-retângulo, utilizado para representar a distribuição não linear de tensões de compressão em seções de concreto armado. Para concretos com resistência característica $f_{ck} \leq 50$ MPa, esse centro de compressão localiza-se a uma distância de $0,40x$ da borda comprimida da seção, onde x representa a altura da linha neutra. A partir da definição dos esforços, foi possível elaborar os modelos de bielas e tirantes para cada nó, com base em modelos teóricos.

4.1. Nó de pórtico 1

Inicialmente, foi realizada a obtenção dos esforços de tração e compressão nos nós do modelo. Utilizando a calculadora de flexão composta normal, encontrou-se a área de aço e altura da linha neutra necessária para equilibrar a seção da viga e do pilar, como pode ser observado nas figuras 45 e 46, respectivamente.

Em seguida, estabeleceu-se que o pilar e a viga serão detalhados com barras de 12,5mm de diâmetro para compor os campos “cobrimento + 1/2 bitola” da calculadora. Além

disso, adotou-se um $\gamma_f = 1,00$, pois o ponderador já está contemplado na combinação da tabela 3.

Figura 45 – Flexo-compressão na seção da viga do nó de pórtico 1.

Seção		Aço		Concreto		Norma		Verificação	
Largura inferior	20 cm	fyk	500 MPa	fck	30 MPa	Norma para cálculo de flexão	0 - NBR-6118	As superior	0 cm²
Altura total da seção	30 cm	GamaS	1.15	Fctk sup	0 MPa			As inferior	0 cm²
Largura superior colaborante	0 cm	Es	0 MPa	GamaC	1.4			Verificação	
Altura superior colaborante	0 cm	Cobrimento superior + 1/2 bitola	3.625 cm						
Trapezoidal - largura superior	0 cm	Cobrimento inferior + 1/2 bitola	3.625 cm						
Altura de mini-painel inferior	0 cm	Tipo de aço	A						
		Esforços característicos							
		Força normal		3.1 tf					
		Momento X		-1.49 tfm					
		GamaF		1					
		Posição limite da linha neutra x/d		1					
		Armadura necessária							
		Número de bitolas superior		1					
		Número de bitolas inferior		0					
		Precisão		0.001					
		Máximo de iterações		50					
		Armadura necessária							

Seção equilibrada
 As total 0.99 cm²
 As por bitola 0.99 cm²
 Número de iterações 15
 Altura da linha neutra 3.54 cm
 Armadura mínima de 0.90 cm²

20
30

Fechar

Fonte: TQS (2025).

Figura 46 – Flexo-compressão na seção do pilar do nó de pórtico 1.

Seção		Aço		Concreto		Norma		Verificação	
Largura inferior	20 cm	fyk	500 MPa	fck	30 MPa	Norma para cálculo de flexão	0 - NBR-6118	As superior	0 cm²
Altura total da seção	30 cm	GamaS	1.15	Fctk sup	0 MPa			As inferior	0 cm²
Largura superior colaborante	0 cm	Es	0 MPa	GamaC	1.4			Verificação	
Altura superior colaborante	0 cm	Cobrimento superior + 1/2 bitola	3.625 cm						
Trapezoidal - largura superior	0 cm	Cobrimento inferior + 1/2 bitola	3.625 cm						
Altura de mini-painel inferior	0 cm	Tipo de aço	A						
		Esforços característicos							
		Força normal		4.38 tf					
		Momento X		-1.89 tfm					
		GamaF		1					
		Posição limite da linha neutra x/d		1					
		Armadura necessária							
		Número de bitolas superior		1					
		Número de bitolas inferior		0					
		Precisão		0.001					
		Máximo de iterações		50					
		Armadura necessária							

Seção equilibrada
 As total 1.21 cm²
 As por bitola 1.21 cm²
 Número de iterações 15
 Altura da linha neutra 4.07 cm
 Armadura mínima de 0.90 cm²

20
30

Fechar

Fonte: TQS (2025).

A tabela 4 apresenta um resumo dos principais parâmetros de cálculo utilizados na análise da ligação viga-pilar do nó. O valor de A_s corresponde à área de aço necessária para garantir o equilíbrio da seção transversal, com base nos esforços atuantes e na resistência dos materiais. A resistência de cálculo do concreto, adotada conforme os critérios normativos, está representada por f_{sd} , expressa em tf/cm².

A altura da linha neutra é indicada pela variável x , também presente na tabela 4. A posição da resultante de compressão no concreto (R_C) é considerada atuando a uma distância de $0,40x$ a partir da borda comprimida, conforme supracitado. Os valores de R_s indicam as forças de tração atuantes nas armaduras localizadas nas faces da seção. Além disso, os esforços solicitantes aplicados no nó, como o esforço normal (N_d), esforço cortante (V_d) e o momento fletor (M_d), também estão apresentados na tabela. O esforço normal positivo indica tração, enquanto o negativo indica compressão.

Tabela 4 – Dados de cálculo do nó de pórtico 1.

Nó 1	Viga	Pilar
A_s (cm ²)	0,99	1,21
f_{sd} (tf/cm ²)	4,35	4,35
x (cm)	3,54	4,07
$0,8x$ (cm)	2,83	3,26
$0,4x$ (cm)	1,42	1,63
N_d (tf)	-3,10	-4,38
M_d (tfm)	1,49	1,89
V_d (tf)	3,59	3,10
R_s (tf)	4,30	5,26
R_C (tf)	-7,40	-9,64

Fonte: Autor.

O modelo de bielas e tirantes adotado foi baseado na proposta apresentada por Wang (2020). A figura 47 apresenta a identificação dos nós e barras que compõem o modelo, bem como as posições relativas das bielas e tirantes em relação às faces dos elementos estruturais, fundamentais para a representação geométrica do nó viga-pilar.

A partir dessas definições, foi realizada a modelagem do nó no *software* FTool (figura 48), utilizando como entrada os esforços obtidos na tabela 4 e as posições dos nós conforme a figura 47. Vale destacar que o esforço cortante foi dividido em duas parcelas, sendo aplicado em dois nós situados na face dos elementos, representando o fato de que o cisalhamento atua sobre a seção transversal.

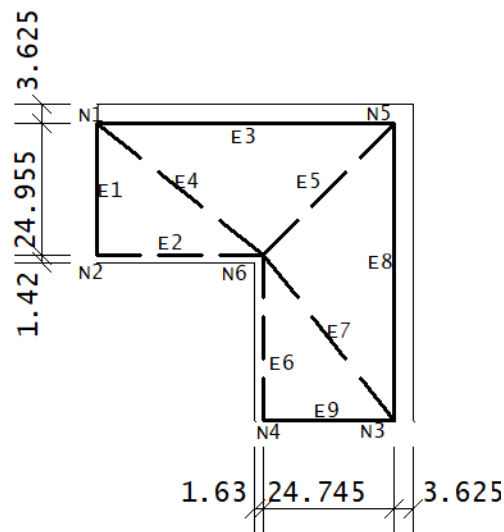
Outro aspecto relevante da modelagem refere-se às reações de apoio introduzidas no modelo de bielas e tirantes. Como os esforços utilizados na análise foram considerados atuando a uma distância de 30 cm das faces dos elementos, na seção entre as regiões B e D, os valores obtidos diferem dos esforços globais em equilíbrio no nó do pórtico estrutural. Além disso, o carregamento real aplicado sobre as vigas do pórtico é distribuído ao longo de seu comprimento, e, ao considerar os esforços concentrados a uma distância de 45 cm do eixo longitudinal dos

elementos, há uma parcela do carregamento não considerada no esforço cortante da viga, mas que contribui para o esforço normal no pilar.

Adicionalmente, deve-se observar que, na prática estrutural, o carregamento da viga atua até a face do pilar, e não até o seu eixo. Portanto, considerar a transferência de carga até o eixo pode distorcer a representação do modelo no que se refere à distribuição real dos esforços. Essas simplificações e ajustes geométricos, embora necessárias para compatibilizar o modelo ao método de bielas e tirantes, podem gerar um leve desequilíbrio nos esforços internos no elemento sólido de ligação entre viga e pilar.

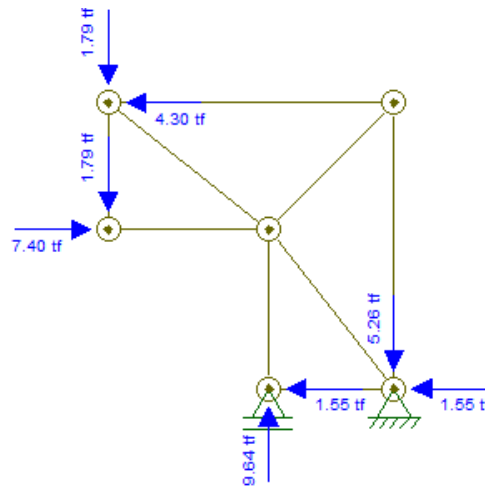
Para corrigir esse desequilíbrio e garantir o equilíbrio global do sistema, foram introduzidas reações adicionais no modelo, as quais atuam como forças de fechamento, equilibrando os esforços internos entre bielas e tirantes e viabilizando a análise estática do nó segundo os princípios do método.

Figura 47 – Identificação dos elementos do modelo de bielas e tirantes.



Fonte: Autor.

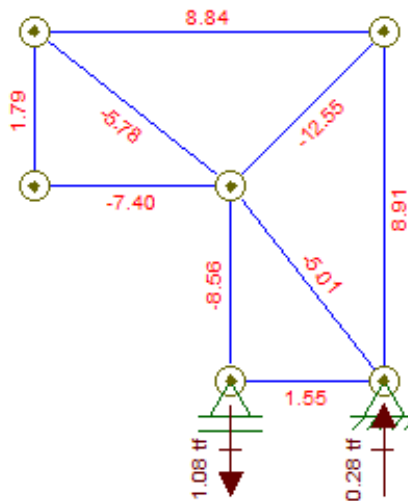
Figura 48 – MBT aplicado ao nó de pórtico 1.



Fonte: Autor.

Com isso, foi possível obter os esforços internos nas barras do modelo e estão apresentados na figura 49. De acordo com a convenção adotada, os valores negativos representam esforços de compressão, enquanto os valores positivos indicam esforços de tração, permitindo a interpretação do funcionamento interno da ligação, segundo o modelo de bielas e tirantes.

Figura 49 – Resultados dos esforços para o modelo do nó de pórtico 1.



Fonte: Autor.

A análise da figura 49 evidencia que o modelo de bielas e tirantes adotado apresenta resultados coerentes com o comportamento estrutural esperado para uma ligação viga-pilar submetida a ações combinadas de esforço normal, cortante e momento fletor, de acordo com modelos apresentados na literatura.

Observa-se que os esforços de tração se concentram nas fibras externas da ligação, o que é compatível com a atuação do momento fletor negativo na região de apoio da viga, tracionando as fibras superiores do elemento. Por outro lado, os esforços de compressão se distribuem internamente, representados pelas bielas diagonais comprimidas pelas fibras inferiores da viga e pela diagonal comprimida.

Esse padrão de distribuição de esforços indica que o modelo representa adequadamente o fluxo interno de forças, separando de forma clara as zonas tracionadas e comprimidas.

A verificação das barras tracionadas E3 e E8 (figura 47) permite determinar a armadura necessária para resistir às forças de tração atuantes. Para isso, foi utilizada a relação entre a força de tração solicitante (F_{sd}) e a resistência de cálculo do aço (f_{yd}), conforme expressa na equação 5.

A tabela 5 apresenta os resultados obtidos, indicando a área de aço necessária (A_s) para cada barra, bem como a armadura sugerida para detalhamento, de modo a garantir a capacidade resistente adequada ao esforço de tração atuante segundo os critérios normativos.

Tabela 5 – Verificação das barras E3 e E8 tracionadas do nó de pórtico 1.

Barras	Força axial (tf)	As (cm²)	Armadura adotada
E3	8,84	2,03	2Ø12,5mm
E8	8,91	2,05	2Ø12,5mm

Fonte: Autor.

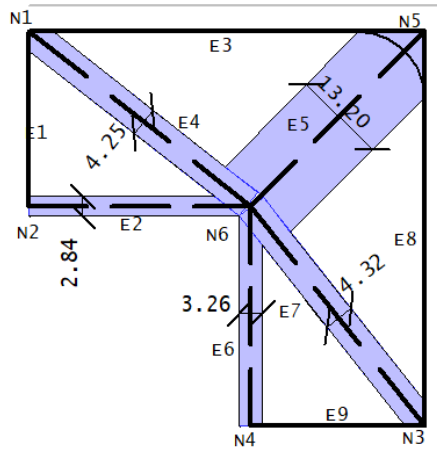
Para a verificação das bielas submetidas à compressão, é necessário dispor dos parâmetros de resistência à compressão do concreto, representados pelas tensões f_{cd1} , f_{cd2} e f_{cd3} , além dos valores correspondentes de tensão solicitante, obtidos a partir dos esforços apresentados na figura 49.

O cálculo da área resistente das bielas comprimidas exige a definição de suas dimensões geométricas, ou seja, largura e espessura. A largura da biela foi adotada como sendo igual à base do elemento ao qual está vinculada, viga ou pilar, assumindo, neste caso, o valor de 20 cm. A espessura da biela, por sua vez, varia conforme a sua posição no modelo.

Para as bielas situadas na fibra inferior da viga (E2) e na região interna do pilar (E6), a espessura foi assumida como 80% da altura da linha neutra da seção, conforme a recomendação de Wight e MacGregor (2011). Já para as bielas representadas pelas barras E4 e

E7, a espessura foi limitada a duas vezes a distância perpendicular da barra até o vértice interno da ligação viga-pilar, em conformidade com o critério proposto por Wang (2020). No caso da barra E5, a espessura foi determinada por meio da equação 14, que relaciona o raio de dobra da armadura detalhada ao fluxo de compressão naquela região específica. As espessuras das bielas podem ser observadas na figura 50.

Figura 50 – Espessura das bielas do nó de pórtico 1.



Fonte: Autor.

$$e = 2r \cdot \text{sen}\theta \quad (14)$$

na qual

r é o raio de dobra da armadura;

θ é o ângulo formado entre a barra E8 e a barra E5

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2023), para barras de aço do tipo CA-50 utilizadas em nós de pórtico, o diâmetro mínimo de curvatura deve ser de 15 vezes o diâmetro da barra (15Ø). Considerando que o diâmetro da armadura adotada é de 12,5 mm, tem-se um diâmetro mínimo de dobra de 18,75 cm.

Sabendo que o ângulo formado entre as barras E8 e E5 é de 44,75°, aplica-se a equação 14, o valor do raio, o diâmetro da barra e o ângulo. A resolução da equação 14, com base nos parâmetros mencionados, conduz ao resultado da equação 15.

$$e = 2 \frac{15}{2} 1,25 \text{sen} 44,75^\circ = 13,20 \text{cm} \quad (15)$$

Para a verificação da tensão resistente do concreto no Método de Bielas e Tirantes, a ABNT NBR 6118 (2023) estabelece diferentes valores de resistência de cálculo das bielas, conforme o tipo de região nodal. Para as bielas com nós do tipo CCC, utiliza-se o parâmetro f_{cd1} . Para as bielas com nós do tipo CTT ou TTT, o parâmetro f_{cd2} é utilizado e para bielas nós do tipo CCT, como bielas do tipo garrafa, utiliza-se o parâmetro f_{cd3} .

As bielas E2 e E6, foram verificadas com o parâmetro f_{cd1} . Já as bielas E4, E5 e E7, foram verificadas com o parâmetro f_{cd2} . Os dados das barras e das verificações estão dispostos na tabela 6.

Tabela 6 – Verificação das bielas comprimidas do nó de pórtico 1.

Barras	Força axial (tf)	Espessura (cm)	Tensão atuante (MPa)	Tensão resistente (MPa)	$\sigma_{atuante}/\sigma_{resistente}$
E2	7,4	2,83	13,07	16,03	82%
E6	8,56	3,26	13,13	16,03	82%
E5	12,55	13,20	4,75	11,31	42%
E4	5,78	4,25	6,80	11,31	60%
E7	5,01	4,32	5,80	11,31	51%

Fonte: Autor.

A análise dos dados da tabela 6 demonstra que todas as bielas verificadas apresentam tensões atuantes inferiores às respectivas tensões resistentes de cálculo, indicando conformidade com os critérios do Método de Bielas e Tirantes, conforme estabelecido pela ABNT NBR 6118 (2023). As bielas E2 e E6, foram avaliadas utilizando o parâmetro $f_{cd1} = 16,03\text{MPa}$. A biela E2 apresentou uma tensão atuante de $13,07\text{MPa}$, equivalente a 82% da resistência de cálculo, enquanto a biela E6 operou com $13,13\text{MPa}$, correspondendo a 82% da resistência. Esses valores indicam um certo grau de aproveitamento da capacidade resistente do concreto, apesar de ainda estarem dentro dos limites normativos.

Por outro lado, as bielas E5, E4 e E7, foram avaliadas com base na resistência reduzida $f_{cd2} = 11,31\text{MPa}$. A biela E5 apresentou uma tensão atuante de $4,75\text{MPa}$, correspondendo a 42% da resistência de cálculo, indicando ampla margem de segurança. Já a biela E4 operou com $6,80\text{MPa}$ (60% da resistência), enquanto a biela E7 apresentou $5,80\text{MPa}$ (51% da resistência). Esses resultados demonstram que essas bielas estão submetidas a níveis moderados de solicitação.

A verificação dos nós no modelo de bielas e tirantes foi conduzida com foco nos nós mais críticos do sistema, nomeadamente os nós N5 e N6. As verificações foram realizadas com base nas recomendações do FIB (2011) e Ibracon (2015), os quais fornecem diretrizes práticas para aplicação do MBT em regiões nodais.

O nó N5, classificado como um nó do tipo CTT, é caracterizado pela presença de uma única biela comprimida com dois tirantes. Nesse caso, a análise restringiu-se à verificação da tensão pela biela E5, uma vez que não há superposição de bielas comprimidas no nó. Por sua vez, o nó N6, classificado como um nó do tipo CCC, está sujeito à atuação cooperativa de diversas bielas comprimidas. Assim, tornou-se necessário verificar individualmente a tensão atuante em cada biela comprimida que converge nesse nó, a fim de garantir que nenhuma delas ultrapasse a resistência de cálculo do concreto. Os dados da verificação estão expressos na tabela 7 abaixo.

Tabela 7 – Verificação dos nós do nó de pórtico 1.

Nó	Tensão devido à biela	Força axial (tf)	Espessura (cm)	Tensão atuante (MPa)	Tipo do Nó	Tensão resistente (MPa)	$\sigma_{\text{atuante}}/\sigma_{\text{resistente}}$
N5	σ_{E5}	12,55	13,2	4,75	CTT	11,31	42%
N6	σ_{E2}	7,4	2,83	13,07	CCC	16,03	82%
	σ_{E6}	8,56	3,26	13,13			82%
	σ_{E5}	12,55	13,2	4,75			30%
	σ_{E4}	5,78	4,25	6,80			42%
	σ_{E7}	5,01	4,32	5,80			36%

Fonte: Autor.

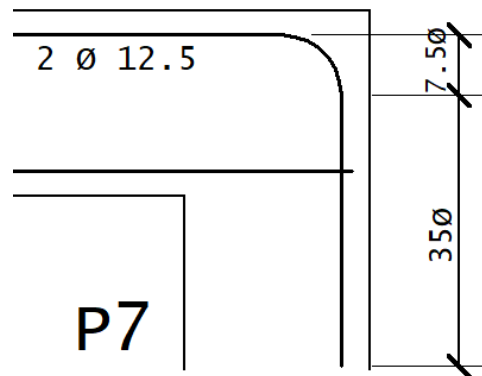
No nó N5, a biela E5 apresentou uma força axial de 12,55tf, atuando com uma espessura de 13,20 cm, resultando em uma tensão atuante de 4,75MPa. Como o nó é do tipo CTT, foi utilizada a tensão resistente $f_{cd2} = 11,31\text{MPa}$, conforme estabelece a ABNT NBR 6118 (2023). A razão entre a tensão atuante e a resistência é de 42%, estabelece um nível de solicitação moderado, com boa margem de segurança estrutural.

Já no nó N6, todas as barras atuam comprimindo o nó, caracterizando um nó CCC. Assim, foi aplicada a resistência do concreto $f_{cd1} = 16,03\text{MPa}$, para todas as verificações. As bielas E2 e E6 resultaram atuantes de 13,07MPa e 13,13MPa, respectivamente, ambas correspondendo a 82% da resistência de cálculo. Esses valores indicam um bom aproveitamento da capacidade resistente do concreto, estando dentro dos limites normativos. As demais bielas

que atuam no nó N6 resultaram em tensões bem inferiores à resistência de cálculo: 4,75MPa (30%), 6,80MPa (42%) e 5,80MPa (36%), respectivamente.

Com base nas armaduras dimensionadas na tabela 5, foi elaborado o detalhamento da armadura da ligação, conforme ilustrado na figura 51. O raio de curvatura das barras foi definido segundo as recomendações da ABNT NBR 6118 (2023) para armaduras em nós de pórtico.

Figura 51 – Detalhamento do nó de pórtico 1.



Fonte: Autor.

O comprimento reto da ancoragem após a curvatura foi estabelecido conforme as orientações de Júnior (2005), que recomenda que esse trecho, localizado após o raio de dobra e ancorado no interior do pilar, tenha, no mínimo, 35 vezes o diâmetro da barra (35Ø). Além disso, o autor destaca a importância de que essa extremidade da barra dobrada seja emendada à armadura tracionada longitudinal do pilar, assegurando a continuidade da transferência dos esforços e a conformidade com os critérios de ancoragem estrutural.

4.2. Nó de pórtico 2

O nó de pórtico 2, correspondente à ligação viga-pilar externa, foi analisado com base nas mesmas premissas adotadas na análise do nó de pórtico 1. Inicialmente, procedeu-se à verificação da flexão composta normal dos elementos estruturais que integram o nó, utilizando os esforços apresentado na figura 42 como referência.

Assim como no estudo do nó de pórtico 1, foi considerada uma armadura com diâmetro de 12,5 mm e adotado um fator de majoração dos esforços $\gamma_f=1,00$. As faces dos pilares foram avaliadas sob a ação de flexo-compressão, conforme representado nas figuras 52 e 53. No caso da viga, identificou-se uma pequena solicitação de tração, o que motivou sua análise como um elemento submetido à flexo-tração. Os dados dessa verificação encontram-se dispostos na

figura 54. Além disso, ressalta-se que a seção transversal da viga é de 20 cm × 60 cm, distinta da seção do pilar, que possui dimensões de 20 cm × 30 cm.

Figura 52 – Flexo-compressão na seção superior do pilar P3 do nó de pórtico 2.

Fonte: TQS (2025).

Figura 53 – Flexo-compressão na seção inferior do pilar P3 do nó de pórtico 2.

Fonte: TQS (2025).

Figura 54 – Flexo-tração na seção da viga V206 do nó de pórtico 2.

Projeto 002-MOD-TCC - 0001 - Calculadora de flexão composta normal

Seção

Largura inferior: 20 cm

Altura total da seção: 60 cm

Largura superior colaborante: 0 cm

Altura superior colaborante: 0 cm

Trapezoidal - largura superior: 0 cm

Altura de mini-painel inferior: 0 cm

Concreto

f_{ck} : 30 MPa

$f_{ctk,sup}$: 0 MPa

GamaC: 1.4

Norma

Norma para cálculo de flexão: 0 - NBR-6118

Verificação

As superior: 0 cm²

As inferior: 0 cm²

Verificação

Aço

f_{yk} : 500 MPa

GamaS: 1.15

Es: 0 MPa

Cobrimento superior + 1/2 bitola: 3.625 cm

Cobrimento inferior + 1/2 bitola: 3.625 cm

Tipo de aço: A

Esforços característicos

Força normal: -0.89 tf

Momento X: -2.13 tfm

GamaF: 1

Posição limite da linha neutra x/d: 1

Armadura necessária

Número de bitolas superior: 1

Número de bitolas inferior: 0

Precisão: 0.001

Máximo de iterações: 50

Armadura necessária

Seção equilibrada

As total: 1.01 cm²

As por bitola: 1.01 cm²

Número de iterações: 16

Altura da linha neutra: 5.98 cm

Armadura mínima: 1.80 cm²

Fechar

Fonte: TQS (2025).

A tabela 8 apresenta os principais dados de cálculo do nó de pórtico 2, localizado na ligação entre a viga V206 e o pilar P3S (superior) e P3I (inferior). Os dados referem-se aos esforços atuantes, à altura da linha neutra (x) e às forças internas obtidas na análise da flexão composta normal dos elementos estruturais que compõem o nó de pórtico.

Tabela 8 – Dados de cálculo do nó de pórtico 2.

Nó 2	V206	P3S	P3I
A_s (cm ²)	1,01	1,97	0,38
f_{sd} (tf/cm ²)	4,35	4,35	4,35
x (cm)	5,98	5,45	5,60
0,8x (cm)	4,78	4,36	4,48
0,4x (cm)	2,39	2,18	2,24
N_d (tf)	0,89	-6,27	-13,83
M_d (tfm)	2,13	2,87	2,15
V_d (tf)	5,75	2,26	1,37
R_s (tf)	4,39	8,57	1,65
R_c (tf)	-3,50	-14,84	-15,48

Fonte: Autor.

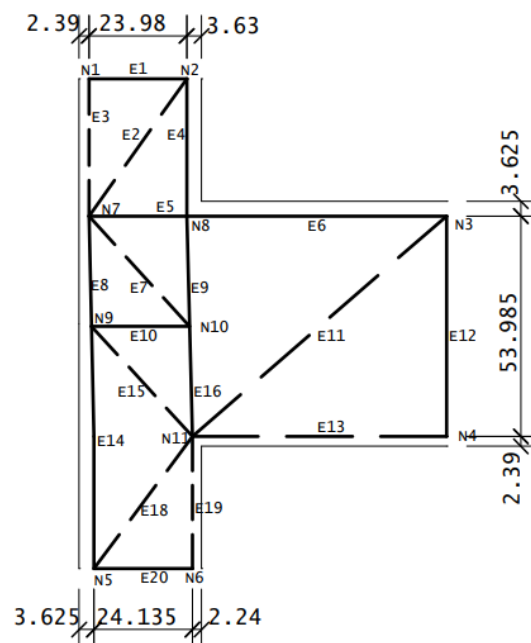
Entre os parâmetros listados, destacam-se a área de armadura necessária (A_s) a tensão de cálculo do aço (f_{sd}), a altura da linha neutra (x), a altura do diagrama parábola-retângulo e o centro de aplicação da força de compressão, 0,80x e 0,40x, respectivamente, além dos esforços solicitantes: esforço normal (N_d), momento fletor (M_d), esforço cortante (V_d), e as forças na armadura tracionada (R_s) e na compressão do concreto (R_c).

Analisando os dados da tabela 8, observa-se comportamentos distintos entre as faces dos pilares e a viga tracionada. Verifica-se que, na viga V206, a força de tração na armadura ($R_s = 4,39\text{tf}$) é superior à força de compressão no concreto ($R_c = -3,50\text{tf}$). Essa diferença se deve à presença da flexo-tração na viga.

Em contraste, nas faces dos pilares (P3S e P3I), observa-se o comportamento oposto: as forças de compressão no concreto (R_c) são superiores às forças de tração nas armaduras (R_s), como demonstrado pelos valores de $-14,84\text{tf}$ e $-15,48\text{tf}$ de compressão e $8,57\text{tf}$ e $1,65\text{tf}$ de tração para o P3S e P3I, respectivamente. Esse resultado é coerente com a função estrutural dos pilares, que atuam majoritariamente à compressão axial, absorvendo os esforços verticais provenientes dos pavimentos superiores.

O modelo de bielas e tirantes apresentado na figura 55 foi desenvolvido com base na proposta de Silva (1991), voltada para ligações do tipo viga intermediária–pilar extremo. A geometria do modelo incorpora o escalonamento da biela comprimida diagonal, uma vez que, conforme indicado pelo autor, essa adaptação é necessária quando a largura do pilar é igual ou superior a uma vez e meia a altura da viga, condição que exige o redirecionamento do fluxo de compressão para respeitar os limites de inclinação das bielas.

Figura 55 – Identificação dos elementos do MBT nó de pórtico 2.



Fonte: Autor.

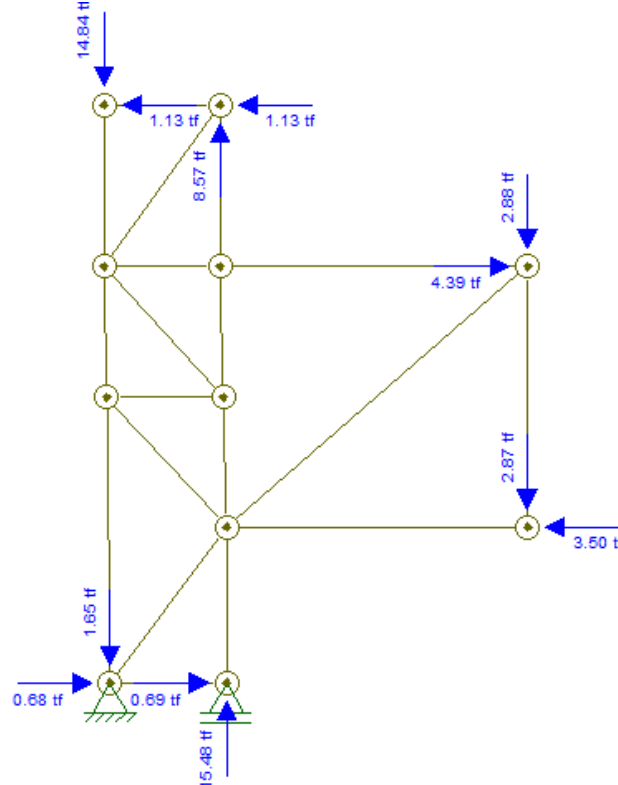
Além disso, foram incluídos no modelo os elementos E8 e E16, que não fazem parte da formulação original de Silva (1991), mas estão presentes no esquema proposto por Metwally

e Chen (2017), conforme a figura 21(c). A introdução desses elementos visa representar de forma mais completa as barras de transferência de esforços, sobretudo em regiões quando há assimetrias na geometria da ligação.

Ainda sobre a figura 55, foram identificados todos os elementos e nós que compõem o modelo, bem como as distâncias entre as barras e as faces da viga e do pilar. As posições das forças de compressão foram definidas com base nas alturas $0,40x$ extraídas da tabela 8, em conformidade com o modelo de distribuição de tensões no concreto comprimido. Para as armaduras tracionadas, a posição das forças foi estabelecida a partir da soma do cobrimento (3cm) com metade do diâmetro da barra adotado (12,5mm).

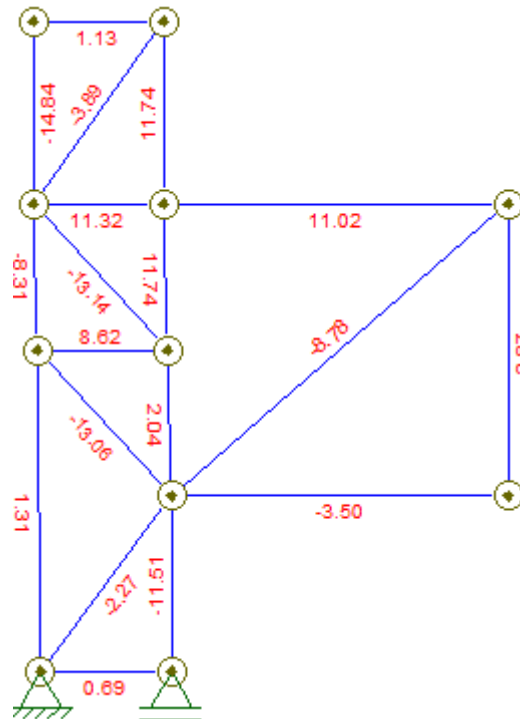
A partir da definição do modelo de bielas e tirantes e da identificação dos esforços atuantes em cada elemento, foi possível desenvolver a modelagem no FTool, conforme ilustrado na figura 56. Nesse modelo, o esforço cortante também foi dividido entre os dois nós localizados nas faces dos elementos estruturais, assim como no nó de pórtico 1, e foram também introduzidos os apoios necessários para equilibrar o sistema. Com o modelo definido, foi possível chegar aos esforços normais atuantes nas barras, conforme apresentado na figura 57.

Figura 56 – MBT aplicado ao nó de pórtico 2.



Fonte: Autor.

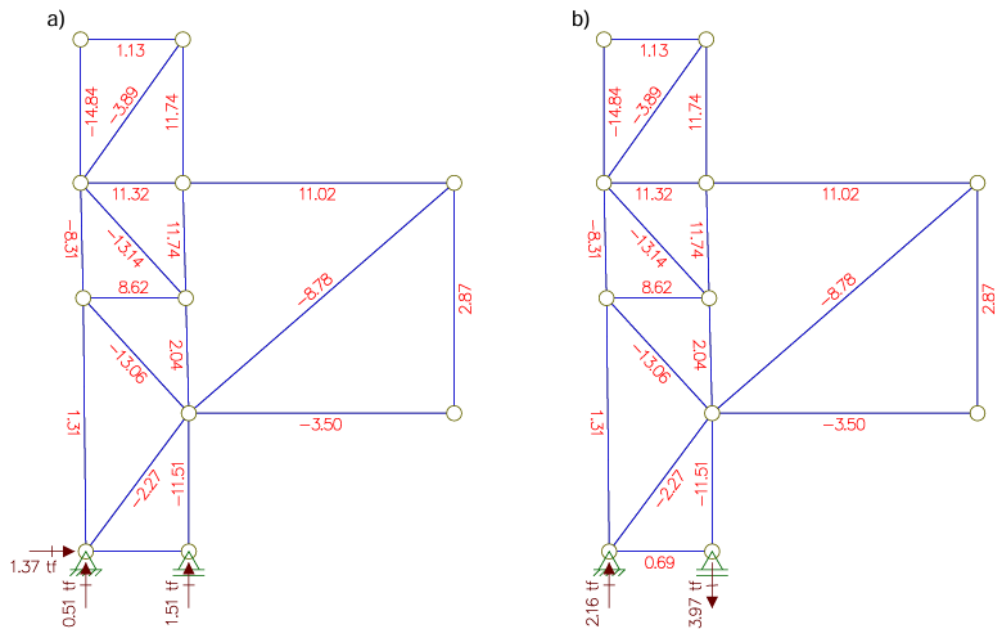
Figura 57 – Resultados dos esforços para o modelo do nó de pórtico 2.



Fonte: Autor.

Durante a elaboração do modelo, observou-se que a inserção dos esforços externos diretamente nos nós coincidentes com os apoios não altera significativamente os esforços internos das barras, em comparação à condição em que esses esforços não são aplicados nesses apoios localizados na face inferior do pilar, exceto em uma situação específica: a barra localizada entre os dois apoios apresentou um esforço de tração, referente a uma parcela do esforço cortante na face. A comparação entre essas duas condições de modelagem pode ser observada na figura 58. Apesar dessa pequena diferença localizada, optou-se por conduzir o estudo com a inserção dos esforços diretamente nos apoios.

Figura 58 – Modelo (a) sem e (b) com esforços aplicados nos apoios.



Fonte: Autor.

A análise da figura 57 demonstra que o modelo de bielas e tirantes adotado apresenta uma distribuição coerente de esforços de tração e compressão nas barras, em conformidade com o modelo proposto por Metwally e Chen (2017). A única exceção identificada refere-se ao elemento E8, que apresentou esforço de compressão, enquanto o modelo de referência indicava tração nessa barra. Essa divergência pode estar associada a particularidades geométricas ou à ordem de grandeza dos esforços externos inseridos no modelo adotado.

A partir da verificação das barras tracionadas, foi possível determinar a área de armadura necessária (A_s) para resistir aos esforços de tração atuantes, utilizando a relação entre a força axial e a resistência de cálculo do aço (f_{yd}). Os resultados estão organizados na tabela 9, que apresenta os valores dos esforços de tração, as respectivas áreas de aço calculadas e a armadura adotada para cada barra, com base em diâmetros comerciais.

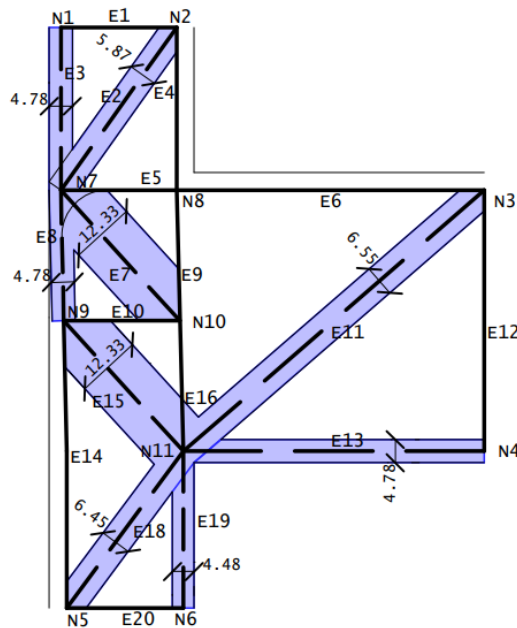
Tabela 9 – Verificação das barras tracionadas do nó de pórtico 2.

Barras	Força axial (tf)	As (cm²)	Armadura adotada
E4	11,74	2,70	3Ø12,5mm
E5	11,32	2,60	3Ø12,5mm
E6	11,02	2,53	3Ø12,5mm
E9	11,74	2,70	3Ø12,5mm
E10	8,62	1,98	7Ø6,3mm
E14	1,31	0,30	2Ø5,0mm
E16	2,04	0,47	2Ø6,3mm

Fonte: Autor.

Observa-se que as barras E4, E5, E6 e E9 estão submetidas a esforços de tração em torno de 11tf, exigindo uma área de aço de aproximadamente 2,6 a 2,7 cm². Para essas barras, foi adotada a armadura de 3Ø12,5 mm, que atende satisfatoriamente à solicitação, tendo em vista que as barras de 12,5mm têm uma área igual a 1,23cm². A barra E10, com uma força de 8,62 tf, foi armada com 7Ø6,3 mm, enquanto as barras E14 e E16, submetidas a menores esforços (1,31 tf e 2,04 tf, respectivamente), foram armadas com bitolas menores, diferentes da adotada inicialmente, compatíveis com suas solicitações (2Ø5,0 mm e 2Ø6,3 mm).

A verificação das bielas comprimidas foi conduzida com base nos esforços atuantes nas barras e nas respectivas espessuras efetivas das bielas, as quais foram definidas conforme critérios geométricos ou altura da linha neutra. Para as bielas E3, E13 e E19, adotou-se uma espessura correspondente a 80% da altura da linha neutra da seção. A biela E8 teve sua espessura igualada à da biela E3, devido a continuidade do fluxo de tensões entre as barras. As bielas E2, E11 e E18 tiveram suas espessuras limitadas a duas vezes a distância perpendicular do eixo da biela à face do pilar ou viga, respeitando as restrições geométricas. Já a espessura da biela E7 foi obtida por meio da equação 14, considerando o ângulo de 41,12° entre as bielas E7 e E8, bem como o emprego de armadura com bitola de 12,5 mm. Por fim, a biela E15 foi considerada com a mesma espessura da biela E7. As espessuras das bielas para o nó estão representadas na figura 59.

Figura 59 – Espessura das bielas do nó de pórtico 2.

Fonte: Autor.

Com as espessuras das bielas e os esforços axiais previamente definidos, realizou-se a verificação das tensões atuantes e resistentes, conforme os parâmetros de cálculo f_{cd1} e f_{cd2} . As bielas E3, E8, E13 e E19 foram verificadas com base no parâmetro f_{cd1} , por serem consideradas bielas prismáticas. As demais bielas foram verificadas com o parâmetro f_{cd2} , que contempla situações de bielas em formato de garrafa. A tabela 10 apresenta os resultados dessa verificação, contemplando a força axial, a espessura adotada, a tensão atuante, a resistência de cálculo à compressão e a razão entre essas duas tensões.

Tabela 10 – Verificação das bielas comprimidas do nó de pórtico 2.

Barras	Força axial (tf)	Espessura (cm)	Tensão atuante (MPa)	Tensão resistente (MPa)	$\sigma_{atuante}/\sigma_{resistente}$
E2	3,89	5,87	3,31	11,31	29%
E3	14,84	4,78	15,52	16,03	97%
E7	13,14	13,42	4,90	11,31	43%
E8	8,31	4,78	8,69	16,03	54%
E11	8,78	6,55	6,70	11,31	59%
E13	3,50	4,78	3,66	16,03	23%
E15	13,06	13,38	4,88	11,31	43%
E18	2,27	6,45	1,76	11,31	16%
E19	11,51	4,48	12,85	16,03	80%

Fonte: Autor.

A análise dos dados evidencia que todas as bielas se encontram dentro dos limites de segurança previstos. A biela E3 apresenta a maior taxa de utilização, atingindo 97% da tensão resistente, o que indica uma condição próxima do limite admissível. A biela E19 também se destaca com 80% de utilização, seguida da E8 com 54%, evidenciando participação estrutural relevante na redistribuição dos esforços no nó. Em contrapartida, bielas como E18, E13 e E2 operam com tensões significativamente inferiores à sua capacidade resistente (respectivamente 16%, 23% e 29%), o que sugere margem de segurança considerável. As demais bielas, como E7, E11 e E15, apresentam taxas intermediárias, variando entre 43% e 59%. Esses resultados confirmam que o dimensionamento das bielas comprimidas do nó de pórtico 2 é adequado do ponto de vista da resistência à compressão, garantindo segurança estrutural sem exceder os limites de resistência do concreto adotados.

A verificação da resistência nos nós foi realizada especificamente para os nós N7, N9, N10 e N11. Essa escolha se justifica pelo fato de esses nós representarem regiões de maior solicitação dentro do modelo estrutural analisado, exigindo, portanto, maior rigor na verificação. As informações obtidas a partir das verificações estão organizadas na tabela 11.

Os nós N7 e N11 foram classificados como do tipo CCT (Comprimido–Comprimido–Tracionado), uma vez que possuem apenas uma barra tracionada saindo do nó. Para esse tipo de configuração, a resistência do nó deve ser verificada com base na tensão limite f_{cd3} . Por outro lado, os nós N9 e N10 foram identificados como do tipo CTT (Comprimido–Tracionado–Tracionado): no nó N9 há duas barras tracionadas, enquanto no nó N10 há apenas uma biela comprimida, o que caracteriza a tipologia. Nesses casos, o parâmetro de resistência adotado é f_{cd2} .

Tabela 11 – Verificação dos nós do nó de pórtico 2.

Nó	Tensão devido à biela	Força axial (tf)	Espessura (cm)	Tensão atuante (MPa)	Tipo do Nó	Tensão resistente (MPa)	$\sigma_{atuante}/\sigma_{resistente}$
N7	σ_{E2}	3,89	5,87	3,31	CCT	13,58	24%
	σ_{E3}	14,84	4,78	15,52			114%
	σ_{E7}	13,14	12,33	5,33			39%
	σ_{E8}	8,31	4,78	8,69			64%
N9	σ_{E8}	8,31	4,78	8,69	CTT	11,31	77%
	σ_{E15}	13,06	12,33	5,30			47%
N10	σ_{E7}	13,14	12,33	5,33	CTT	11,31	47%
N11	σ_{E11}	8,78	6,55	6,70	CCT	13,58	49%
	σ_{E15}	13,06	12,33	5,30			39%
	σ_{E18}	2,27	6,45	1,76			13%
	σ_{E19}	11,51	4,48	12,85			95%
	σ_{E13}	3,5	4,78	3,66			27%

Fonte: Autor.

É importante ressaltar que a segurança do nó está condicionada ao atendimento do critério de resistência, ou seja, todas as tensões atuantes devem estar contidas dentro dos limites estabelecidos pelos respectivos parâmetros resistentes. Caso contrário, há risco de falha no funcionamento da ligação, comprometendo a estabilidade local da estrutura.

Com base nos dados da tabela 11, observa-se que o nó N7 apresenta, em sua maioria, tensões atuantes inferiores à resistência admissível. No entanto, destaca-se a biela E3 cuja tensão atuante é de 15,52MPa, excedendo o limite de resistência de 13,58 MPa. Isso corresponde a 114% da capacidade resistente, caracterizando um estado de sobrecarga, que exige redimensionamento da ligação, adoção de medidas de reforço ou aumento do f_{ck} do concreto ou até mesmo uma análise mais refinada por meio de métodos numéricos. As demais bielas associadas ao nó N7 apresentam relações entre tensão atuante e resistência variando de 24% a 64%, todas dentro dos níveis considerados seguros.

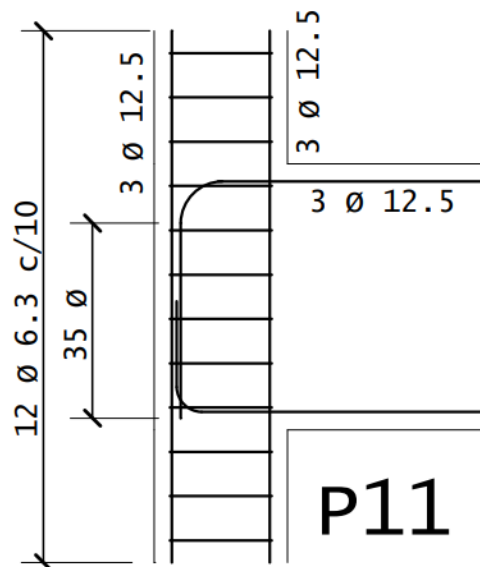
No nó N9, as tensões relacionadas às bielas E8 e E15 apresentam valores de 8,69MPa e 5,30MPa, respectivamente. Considerando a resistência $f_{cd2} = 11,31\text{MPa}$, os percentuais de utilização correspondem a 77% e 47%. Tais valores indicam que o nó está operando com margem de segurança satisfatória.

De forma semelhante, o nó N10, que também adota f_{cd2} como parâmetro resistente, apresenta uma tensão atuante de 5,33MPa (referente à biela E7), o que representa 47% da resistência. Esse valor também indica desempenho estrutural adequado.

O nó N11 apresenta tensões atuantes abaixo da resistência limite $f_{cd3} = 13,58\text{MPa}$, com destaque positivo para a biela E18, que apresenta tensão atuante de apenas 1,76 MPa (13%). No entanto, a tensão associada à biela E19 alcança 12,85 MPa, correspondendo a 95% da resistência do nó. Embora ainda dentro do limite admissível, essa solicitação se aproxima criticamente da capacidade resistente.

Com base nos dados apresentados na tabela 9, foi possível elaborar o detalhamento das armaduras para o nó de pórtico em questão. A figura 60 ilustra esse detalhamento, no qual observa-se que as armaduras dos elementos E4, E5, E6 e E9 foram dimensionadas conforme os valores definidos anteriormente na referida tabela. Para os elementos E14 e E16, embora a exigência de área de aço fosse inferior, optou-se pela adoção de armaduras de $3\varnothing 12,5$ mm. Essa decisão foi motivada pela continuidade das barras do pilar.

Figura 60 –Detalhamento do nó de pórtico 2.



Fonte: Autor.

De acordo com Leonhardt e Monnig (1978), o espaçamento dos estribos do pilar deve ser reduzido para, no máximo, 10 cm, na região de ligação entre a viga e o pilar em um comprimento equivalente a duas vezes a largura do pilar na direção da viga, somado à altura da viga. No caso do nó em questão, esse comprimento é equivalente a 120cm, sabendo que o pilar

tem uma largura de 30cm e a viga tem uma altura de 60cm. Essa recomendação visa assegurar o confinamento adequado do concreto e a contenção das barras longitudinais.

Segundo a ABNT NBR 6118 (2023), o diâmetro mínimo dos estribos deve ser de 5,0mm ou 0,25 vezes o diâmetro da armadura longitudinal tracionada (4mm, considerando as barras de 12,5mm). No entanto, a bitola de 5,0 mm não se mostra adequada para a região do elemento E10, que requer a utilização de 7 barras de Ø6,3 mm. Sabendo que cada estribo possui dois ramos, seriam necessários quatro estribos dispostos nas proximidades do E10 para garantir o confinamento adequado. Assim, a adoção de estribos de Ø6,3 mm a cada 10 cm atende tanto às exigências da ABNT NBR 6118 (2023) quanto às recomendações de Leonhardt e Monnig (1978), assegurando o desempenho esperado da ligação.

O comprimento após a dobra das barras da viga dentro do pilar foi estabelecido em 35 vezes o diâmetro da armadura longitudinal, a fim de garantir o desenvolvimento da resistência necessária à emenda com a armadura tracionada do pilar, conforme as recomendações feitas por Leonhardt e Monnig (1978).

4.3. Nó de pórtico 3

O nó de pórtico 3 representa a ligação entre o pilar P11 e a viga V306. Ao iniciar as verificações de flexo-compressão e flexo-tração entre as regiões B e D dos elementos, foi constatado que o pilar está totalmente comprimido, sem a necessidade de armaduras para equilibrar a seção.

Essa conclusão decorre do fato de que os momentos fletores atuantes nas faces superior e inferior do pilar não atingem intensidade suficiente para provocar tração significativa na seção transversal. Além disso, houve um aumento da inércia do elemento no eixo de flexão quando comparado ao nó de pórtico 2. Dessa forma, a distribuição dos esforços permanece predominantemente compressiva em toda a altura do pilar, dispensando o dimensionamento de armadura tracionada específica.

A confirmação dessa condição pode ser visualizada nas figuras 61 e 62, que apresentam, respectivamente, as análises das seções superior e inferior do pilar P11. Já a figura 63 ilustra a verificação da flexo-tração na viga V306, evidenciando a necessidade de armadura tracionada apenas neste elemento.

Figura 61 – Flexo-compressão na seção superior do pilar P11 do nó de pórtico 3.

Projeto 002-MOD-TCC - 0001 - Calculadora de flexão composta normal

Seção		Aço	
Largura inferior	20 cm	f _{yk}	500 MPa
Altura total da seção	60 cm	GamaS	1.15
Largura superior colaborante	0 cm	E _s	0 MPa
Altura superior colaborante	0 cm	Cobrimento superior + 1/2 bitola	3.625 cm
Trapezoidal - largura superior	0 cm	Cobrimento inferior + 1/2 bitola	3.625 cm
Altura de mini-painel inferior	0 cm	Tipo de aço	A

Concreto		Esforços característicos	
f _{ck}	30 MPa	Força normal	10.52 tf
F _{ctk,sup}	0 MPa	Momento X	-2.16 t/m
GamaC	1.4	GamaF	1
		Posição limite da linha neutra x/d	0.45

Norma		Armadura necessária	
Norma para cálculo de flexão	0 - NBR-6118	Número de bitolas superior	1
		Número de bitolas inferior	0
		Precisão	0.001
		Máximo de iterações	50

Verificação

As superior: 0 cm²
As inferior: 0 cm²

Verificação

Armadura necessária

Fechar

À seção equilibra sem armadura
Altura da linha neutra 27.86 cm

Fonte: TQS (2025).

Figura 62 – Flexo-compressão na seção inferior do pilar P11 do nó de pórtico 3.

Projeto 002-MOD-TCC - 0001 - Calculadora de flexão composta normal

Seção		Aço	
Largura inferior	20 cm	f _{yk}	500 MPa
Altura total da seção	60 cm	GamaS	1.15
Largura superior colaborante	0 cm	E _s	0 MPa
Altura superior colaborante	0 cm	Cobrimento superior + 1/2 bitola	3.625 cm
Trapezoidal - largura superior	0 cm	Cobrimento inferior + 1/2 bitola	3.625 cm
Altura de mini-painel inferior	0 cm	Tipo de aço	A

Concreto		Esforços característicos	
f _{ck}	30 MPa	Força normal	17.86 tf
F _{ctk,sup}	0 MPa	Momento X	-1.78 t/m
GamaC	1.4	GamaF	1
		Posição limite da linha neutra x/d	0.45

Norma		Armadura necessária	
Norma para cálculo de flexão	0 - NBR-6118	Número de bitolas superior	1
		Número de bitolas inferior	0
		Precisão	0.001
		Máximo de iterações	50

Verificação

As superior: 0 cm²
As inferior: 0 cm²

Verificação

Armadura necessária

Fechar

À seção equilibra sem armadura
Altura da linha neutra 59.54 cm

Fonte: TQS (2025).

De acordo com Giongo (2004), em ligações onde o pilar está submetido a elevados esforços normais, especialmente em pavimentos inferiores, devido à acumulação de cargas verticais, e onde se verifica que a seção transversal do pilar permanece integralmente comprimida, com influência reduzida dos momentos flettores provenientes da viga, é admissível que as barras da armadura superior da viga sejam ancoradas diretamente na largura do pilar, utilizando ancoragem reta.

Figura 63 – Flexo-tração na seção da viga V306 do nó de pórtico 3.

Seção		Aço		Concreto		Esforços característicos		Armadura necessária		Verificação	
Largura inferior	20 cm	f_{yk}	500 MPa	f_{ck}	30 MPa	Força normal	-0.47 tf	Número de bitolas superior	1	As superior	0 cm ²
Altura total da seção	30 cm	GamaS	1.15	$f_{ctk,sup}$	0 MPa	Momento X	-3.72 ttm	Número de bitolas inferior	0	As inferior	0 cm ²
Largura superior colaborante	0 cm	Es	0 MPa	GamaC	1.4	GamaF	1	Precisão	0.001		
Altura superior colaborante	0 cm	Cobrimento superior + 1/2 bitola	3.625 cm			Posição limite da linha neutra x/d	0.45	Máximo de iterações	50		
Trapezoidal - largura superior	0 cm	Cobrimento inferior + 1/2 bitola	3.625 cm								
Altura de mini-painel inferior	0 cm	Tipo de aço	A								

Seção equilibrada	
As total	3.61 cm ²
As por bitola	3.61 cm ²
Número de iterações	15
Altura da linha neutra	5.54 cm

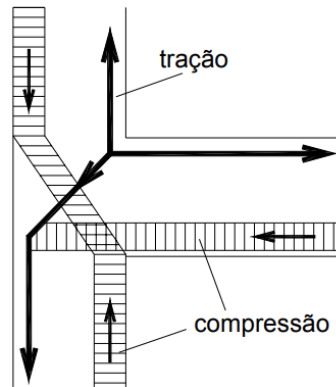
Diagrama da seção transversal: Retângulo com largura 20 cm e altura 30 cm. Armadura com 1 barra superior e 0 barras inferiores.

Fonte: TQS (2025).

Com base na área de aço requerida apresentada na figura 63, são necessárias três barras de diâmetro 12,5 mm, totalizando uma área de 3,68 cm², suficiente para atender à demanda de 3,61 cm². Para esse diâmetro e f_{ck} , em regiões classificadas como de má aderência, o comprimento de ancoragem reta é de 60 cm. Contudo, esse valor pode ser reduzido por meio do aumento da área de aço efetiva ou pela aplicação dos coeficientes α_i , conforme recomendação do Ibracon (2015). Destaca-se, neste caso, o coeficiente α_5 , que leva em consideração o efeito da compressão existente na seção transversal do pilar, contribuindo para a redução do comprimento necessário de ancoragem.

Dessa forma, não se faz necessária a verificação específica do nó de pórtico 3, uma vez que não há formação de biela comprimida na diagonal, em razão da mudança nas trajetórias de tensões observada na figura 64. Além disso, também não há necessidade de considerar a biela associada à dobra da armadura tracionada da viga, visto que, neste caso, é possível realizar a ancoragem das barras de forma reta no interior do pilar.

Figura 64 – Fluxo de tensões da ligação viga intermediária-pilar de extremidade.



Fonte: Júnior (2005).

4.4. Nó de pórtico 4

No nó de pórtico 4, inicialmente foi realizada a verificação da flexo-compressão e flexo-tração. Nas faces dos pilares, assim como no nó de pórtico 3, foi constatado que a seção trabalha completamente comprimida, conforme apresentado nas figuras 65 e 66 para as faces superior e inferior, respectivamente. A verificação da flexo-tração nas faces da viga pode ser observada nas figuras 67 e 68.

Figura 65 – Flexo-compressão na seção superior do pilar P7 do nó de pórtico 4.

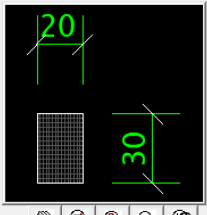
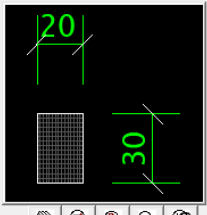
Projeto 002-MOD-TCC - 0001 - Calculadora de flexão composta normal

Seção Largura inferior: 20 cm Altura total da seção: 30 cm Largura superior colaborante: 0 cm Altura superior colaborante: 0 cm Trapezoidal - largura superior: 0 cm Altura de mini-painel inferior: 0 cm		Aço fyk: 500 MPa GamaS: 1.15 Es: 0 MPa Cobrimento superior + 1/2 bitola: 3.625 cm Cobrimento inferior + 1/2 bitola: 3.625 cm Tipo de aço: A		A seção equilibra sem armadura Altura da linha neutra 119.25 cm
Concreto fck: 30 MPa Fctk sup: 0 MPa GamaC: 1.4		Esforços característicos Força normal: 17.51 tf Momento X: -0.12 tfm GamaF: 1 Posição limite da linha neutra x/d: 0.45		
Norma Norma para cálculo de flexão: 0 - NBR-6118		Armadura necessária Número de bitolas superior: 1 Número de bitolas inferior: 0 Precisão: 0.001 Máximo de iterações: 50		
Verificação As superior: 0 cm² As inferior: 0 cm² Verificação		Armadura necessária		Fechar

Fonte: TQS (2025).

Figura 66 – Flexo-compressão na seção inferior do pilar P7 do nó de pórtico 4.

Projeto 002-MOD-TCC - 0001 - Calculadora de flexão composta normal

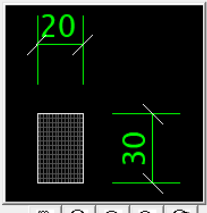
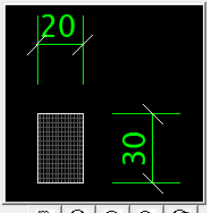
Seção Largura inferior: 20 cm Altura total da seção: 30 cm Largura superior colaborante: 0 cm Altura superior colaborante: 0 cm Trapezoidal - largura superior: 0 cm Altura de mini-painel inferior: 0 cm		Aço fyk: 500 MPa GamaS: 1.15 Es: 0 MPa Cobrimento superior + 1/2 bitola: 3.625 cm Cobrimento inferior + 1/2 bitola: 3.625 cm Tipo de aço: A		A seção equilibra sem armadura Altura da linha neutra 60.52 cm 
Concreto fck: 30 MPa Fctk,sup: 0 MPa GamaC: 1.4		Esforços característicos Força normal: 32.61 tf Momento X: -0.49 ttm GamaF: 1 Posição limite da linha neutra x/d: 0.45		
Norma Norma para cálculo de flexão: 0 - NBR-6118		Armadura necessária Número de bitolas superior: 1 Número de bitolas inferior: 0 Precisão: 0.001 Máximo de iterações: 50		
Verificação As superior: 0 cm² As inferior: 0 cm² Verificação		Armadura necessária		

Fechar

Fonte: TQS (2025).

Figura 67 – Flexo-tração na seção esquerda da viga V306 do nó de pórtico 4.

Projeto 002-MOD-TCC - 0001 - Calculadora de flexão composta normal

Seção Largura inferior: 20 cm Altura total da seção: 30 cm Largura superior colaborante: 0 cm Altura superior colaborante: 0 cm Trapezoidal - largura superior: 0 cm Altura de mini-painel inferior: 0 cm		Aço fyk: 500 MPa GamaS: 1.15 Es: 0 MPa Cobrimento superior + 1/2 bitola: 3.625 cm Cobrimento inferior + 1/2 bitola: 3.625 cm Tipo de aço: A		Seção equilibrada As total: 3.66 cm² As por bitola: 3.66 cm² Número de iterações: 15 Altura da linha neutra: 5.50 cm 
Concreto fck: 30 MPa Fctk,sup: 0 MPa GamaC: 1.4		Esforços característicos Força normal: -0.89 tf Momento X: -3.73 ttm GamaF: 1 Posição limite da linha neutra x/d: 0.45		
Norma Norma para cálculo de flexão: 0 - NBR-6118		Armadura necessária Número de bitolas superior: 1 Número de bitolas inferior: 0 Precisão: 0.001 Máximo de iterações: 50		
Verificação As superior: 0 cm² As inferior: 0 cm² Verificação		Armadura necessária		

Fechar

Fonte: TQS (2025).

Figura 68 – Flexo-tração na seção direita da viga V306 do nó de pórtico 4.

Projeto 002-MOD-TCC - 0001 - Calculadora de flexão composta normal

Seção		Aço		Concreto		Esforços característicos		Armadura necessária	
Largura inferior	20 cm	f_{yk}	500 MPa	f_{ck}	30 MPa	Força normal	-0.47 tf	Número de bitolas superior	1
Altura total da seção	30 cm	GamaS	1.15	$f_{ctk,sup}$	0 MPa	Momento X	-4.41 tfm	Número de bitolas inferior	0
Largura superior colaborante	0 cm	Es	0 MPa	GamaC	1.4	GamaF	1	Precisão	0.001
Altura superior colaborante	0 cm	Cobrimento superior + 1/2 bitola	3.625 cm			Posição limite da linha neutra x/d	0.45	Máximo de iterações	50
Trapezoidal - largura superior	0 cm	Cobrimento inferior + 1/2 bitola	3.625 cm						
Altura de mini-painel inferior	0 cm	Tipo de aço	A						

Seção equilibrada
 A_s total 4.33 cm²
 A_s por bitola 4.33 cm²
 Número de iterações 16
 Altura da linha neutra 6.41 cm

Verificação

Armadura necessária

Fechar

Fonte: TQS (2025).

O modelo proposto por Metwally e Chen (2017), na figura 25 (a), representa a situação correspondente ao nó de pórtico 4. Nessa configuração, a seção do pilar encontra-se totalmente comprimida, enquanto a viga apresenta tração nas fibras superiores e compressão nas fibras inferiores.

Sendo assim, não se faz necessário a verificação das bielas e nós, uma vez que para os pilares, a biela comprimida atua na seção como um todo. Já na viga, a resistência à flexão foi verificada por meio da ferramenta de cálculo de flexão composta normal, o que dispensa uma análise adicional.

Além disso, pode-se adotar a mesma armadura longitudinal superior em ambas as faces da viga no detalhamento. A face a direita exige uma área de aço de 4,33 cm², a qual pode ser atendida com a utilização de quatro barras de 12,5 mm, resultando em uma área fornecida de 4,92 cm². Embora a face a esquerda necessite apenas de 3,66cm², o uso de barras contínuas na face superior da viga evita a sobreposição de armaduras na região do nó, contribuindo para a execução e reduzindo as dificuldades associadas à ancoragem no encontro entre viga e pilar.

5. CONCLUSÕES

5.1. Considerações finais

O estudo foi conduzido com o objetivo de analisar os principais aspectos que envolvem o dimensionamento e detalhamento de quatro nós de pórtico, elementos fundamentais para a integridade estrutural de edifícios em concreto armado. O estudo abordou as características desses elementos e os modelos de comportamento adotados pelas recomendações da literatura especializada na área de estruturas de concreto armado.

A escolha deste tema se mostrou relevante não apenas pelo seu valor técnico-científico, mas também pela sua aplicabilidade prática na engenharia estrutural. Os nós de pórtico são regiões críticas que concentram esforços importantes e, se mal dimensionadas, podem comprometer o desempenho da estrutura.

Durante a elaboração do trabalho, os objetivos estabelecidos inicialmente foram alcançados. O objetivo geral foi desenvolvido a partir da verificação das bielas comprimidas e do detalhamento das armaduras para cada nó estudado. Os objetivos específicos também foram atendidos ao verificar a aplicação do Método de Bielas e Tirantes para nós de pórtico com quatro configurações diferentes e ao realizar uma fundamentação teórica sobre os nós de pórtico.

As evidências apresentadas, oriundas de normas técnicas e literatura científica mostraram que o detalhamento e dimensionamento correto dos nós de pórtico é determinante para a boa distribuição dos esforços internos, para a integridade das ligações viga-pilar e para a segurança da estrutura. Assim, o problema relacionado à compreensão de como os diferentes aspectos de projeto influenciam o comportamento dos nós de pórtico foi avaliado.

No que se refere à aplicação do Método de Bielas e Tirantes na análise dos nós de pórtico, observou-se que os resultados obtidos são fisicamente compatíveis com aqueles esperados e encontrados na literatura técnica e possuem resultados consistentes.

A análise do nó de pórtico a partir de um modelo bidimensional (pórtico plano 2D) mostrou-se viável do ponto de vista metodológico, porém essa simplificação pode não representar com fidelidade o comportamento estrutural real, que é tridimensional. Elementos como vigas transversais, lajes e a rigidez associada ao conjunto estrutural contribuem para os esforços internos, o que pode alterar a solicitação nos nós.

Outro aspecto a ser levado em consideração é a análise do nó com os esforços entre as regiões B e D. Verificou-se que entre a face da região D e a face do pilar há um trecho de

carregamento distribuído que pode influenciar nos esforços das barras e, conseqüentemente, nos resultados da análise.

5.2. Sugestões para trabalhos futuros

Com base no que foi estudado e nas considerações finais, seguem algumas sugestões para continuidade da pesquisa:

- Comparativo entre modelos bidimensionais de nós de pórtico, com o uso do Método de Bielas e Tirantes e Método de Elementos Finitos;
- Análise tridimensional dos nós de pórtico por meio de métodos numéricos, verificando a influência dos elementos transversais ao nó;
- Estudo comparativo entre as armaduras detalhadas e as verificações nos nós de pórtico feitas por *softwares* de análise estruturais que utilizam modelos de pórticos e elementos finitos.

REFERÊNCIAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318-19: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary**. Detroit, 2019.

AGUIAR, C. C. P. **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.

ALVA, G. M. S. **Estudo teórico-experimental do comportamento de nós de pórtico de concreto armado submetidos a ações cíclicas**. 2004. 225 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – procedimento**. Rio de Janeiro, 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120: Ações para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças devidas ao vento**. Rio de Janeiro, 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7480: Aço destinado às armaduras para estruturas de concreto armado - Requisitos**. Rio de Janeiro, 2024.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681: Ações e seguranças nas estruturas**. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8953: Concreto para fins estruturais**. Rio de Janeiro, 2015.

BAPTISTA, R. S. **Análise não linear de estruturas especiais de concreto armado dimensionadas pelo método de bielas e tirantes**. 2022. 167f. Dissertação (Mestrado em Projeto de Estruturas) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Programa de Projeto de Estruturas, Rio de Janeiro, 2022.

BAUCHAU, O.; CRAIG, J. Euler-bernoulli beam theory. **Springer**, Dordrecht, v. 163, cap. 5, p. 173–221, 2009.

INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE. **Bulletin No. 61: Design examples for strut-and-tie models**. Lausana, 2011.

FUSCO, P. B. **Técnica de armar as estruturas de concreto**. 1. ed. São Paulo, Pini, 1995.

GIONGO, J.S. **Concreto armado: ancoragem por aderência**. São Carlos: EESC-USP. Apostila, 2004.

HAACH, V. G. **Análise teórico-experimental da influência da força normal em nós de pórtico externos de concreto armado**. Dissertação (Mestrado), 159p. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

IBRACON. **ABNT NBR 6118:2014 Comentários e Exemplos de Aplicação**. São Paulo: Ibracon, 2015.

JUNIOR, E. C. A. **Análise numérica da ancoragem em ligações do tipo viga-pilar de extremidade**. Dissertação (Mestrado), 133p. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. **Construções de concreto: princípios básicos sobre a armação de estruturas de concreto armado**. v. 3. Rio de Janeiro: Interciência, 1978.

MARTHA, L. F. **Ftool: Two-Dimensional Frame Analysis Tool**. Versão 4.01.[Rio de janeiro], 2024. Disponível em: <https://www.ftool.com.br/Ftool/>. Acesso em maio de 2025.

METWALL, S. E.; CHEN, W. **Structural Concrete: Strut-and-Tie Models for Unified Design**. Boca Raton: CRC Press, 2017.

PARK, R.; PAULAY, T. **Reinforced concrete structures**. 2. ed. New York: John Wiley & Sons, 1975.

PAULAY, T.; PRIESTLEY, M. J. N. **Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings**. New York: John Wiley & Sons, 1992.

PEREIRA, E. M. V. **Regiões especiais de concreto armado: vigas com apoio indireto e mudança brusca de seção**. 2017. 133 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil,

Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2017.

SATO, H. T. **Dimensionamento de regiões D através do método de elementos finitos e método de bielas e tirantes aliado à otimização topológica**. 2015. 119f. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica. São Paulo. 2015.

SCHLAICH, J.; SCHAFER, K.; JENNEWEIN, M. Toward a consistent design of structural concrete. **PCI Journal**, v. 32, n.3, 1987, pp74- 150.

SCHLAICH, J.; SCHAFER, K. Design and Detailing of Structural Concrete Using Strut-and-Tie Models. **The Structural Engineer**, v.69, n.06, p.113-125, 1991.

SCOTT, R. H. The effects of detailing on reinforced concrete beam-column connection behavior, **Journal of the Structural Engineer**, 70(18), 1992, 318–324.

SILVA, R. C. **Concreto armado: aplicações de modelos de bielas e tirantes**. 1991. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1991.

SOUZA, R. A. **Concreto Estrutural: Análise e Dimensionamento De Elementos Com Descontinuidades**. 2004. 379 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações II, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.

TQS INFORMÁTICA. **TQS Estudante**. Versão 25.4.71 [São Paulo], 2025. Disponível em: <https://www.tqs.com.br/systems/tqs-estudante/kd04pfvhi1>. Acesso em: maio de 2025.

WANG, H. C. **Behavior and Design of Concrete Frame Corners: Strut-and-Tie Method Approach**. 2020. 338f. Tese (Doutorado) - Lyles School of Civil Engineering, Purdue University. West Lafayette, 2020.

WIGHT, J. K.; MACGREGOR, J. G. **Reinforced concrete: mechanics & design**. 6. ed. London: Pearson Education, 2011.

APÊNDICE A – Cálculo dos esforços devido ao vento.

A norma ABNT NBR 6123 (2023), que trata das forças devidas ao vento nas edificações, define a força de arrasto como a componente da força devida ao vento na direção do vento e é calculada a partir da equação 16

$$F_a = C_a q A_e \quad (16)$$

na qual

F_a é a força de arrasto;

C_a é o coeficiente de arrasto;

q é a pressão dinâmica do vento;

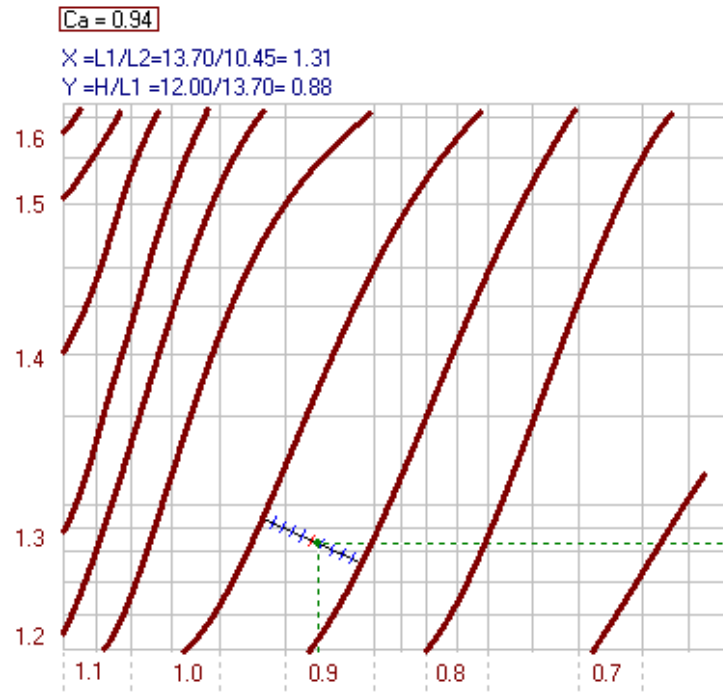
A_e é a área frontal efetiva.

Para determinar o valor de C_a , é necessário inicialmente calcular duas razões geométricas fundamentais: a relação entre a largura da fachada exposta ao vento (l_1) e o comprimento da edificação na direção do vento (l_2); e a relação entre a largura l_1 e a altura do edifício (h). Com esses dois parâmetros, é possível localizar o valor correspondente do coeficiente de arrasto no ábaco de alta turbulência da ABNT NBR 6123 (2023).

Visando maior precisão na obtenção do coeficiente, utilizou-se a calculadora de coeficiente de arrasto do TQS, ferramenta que automatiza a leitura do ábaco com base nos parâmetros fornecidos.

Para o edifício em análise, foram adotadas as seguintes dimensões: largura $l_1 = 13,70\text{m}$, comprimento $l_2 = 10,45\text{ m}$ e altura $h = 12,00\text{ m}$. Inserindo esses valores na calculadora, obteve-se $C_a = 0,94$, conforme ilustrado na figura A.1. Esse valor será utilizado nas análises das ações do vento incidentes sobre a edificação.

Figura A.1 – Coeficiente de arrasto utilizando ábaco de alta turbulência.



Fonte: Autor.

A pressão dinâmica do vento é calculada pela equação 17 definida na ABNT NBR 6123 (2023) como

$$q = 0,613 V_k^2 \quad (17)$$

na qual

V_k é a velocidade característica do vento.

A velocidade característica do vento é calculada pela equação 18,

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (18)$$

na qual

V_0 é a velocidade básica do vento;

S_1 leva em consideração o fator topográfico;

S_2 leva em consideração a rugosidade do terreno;

S_3 leva em consideração fatores estatísticos.

Para a determinação da velocidade básica do vento (V_0), foram consideradas as condições regionais e topográficas da edificação. Adotou-se que a obra está localizada no estado

de Alagoas, e, conforme o mapa de isopletas presente na ABNT NBR 6123 (2023), a velocidade básica do vento para essa região é de 30 m/s.

Considerando que a edificação se encontra implantada em terreno plano, foi adotado o fator topográfico $S_1 = 1$, conforme definido no item 5.2 da norma. Além disso, assume-se que a estrutura pertence ao grupo 3, da tabela 4 da ABNT NBR 6123 (2023), o que implica na utilização de $S_3 = 1$.

Para o cálculo do S_2 , foi definido que a edificação pertence à categoria IV (zona urbanizada) e à classe A (maior dimensão não ultrapassa 20m). Com esses dados, encontra-se nas tabelas 1 e 2 da ABNT NBR 6123 (2023) os valores necessários para o cálculo do S_2 , por meio da equação 19,

$$S_2 = b_m F_r (z/10)^p \quad (19)$$

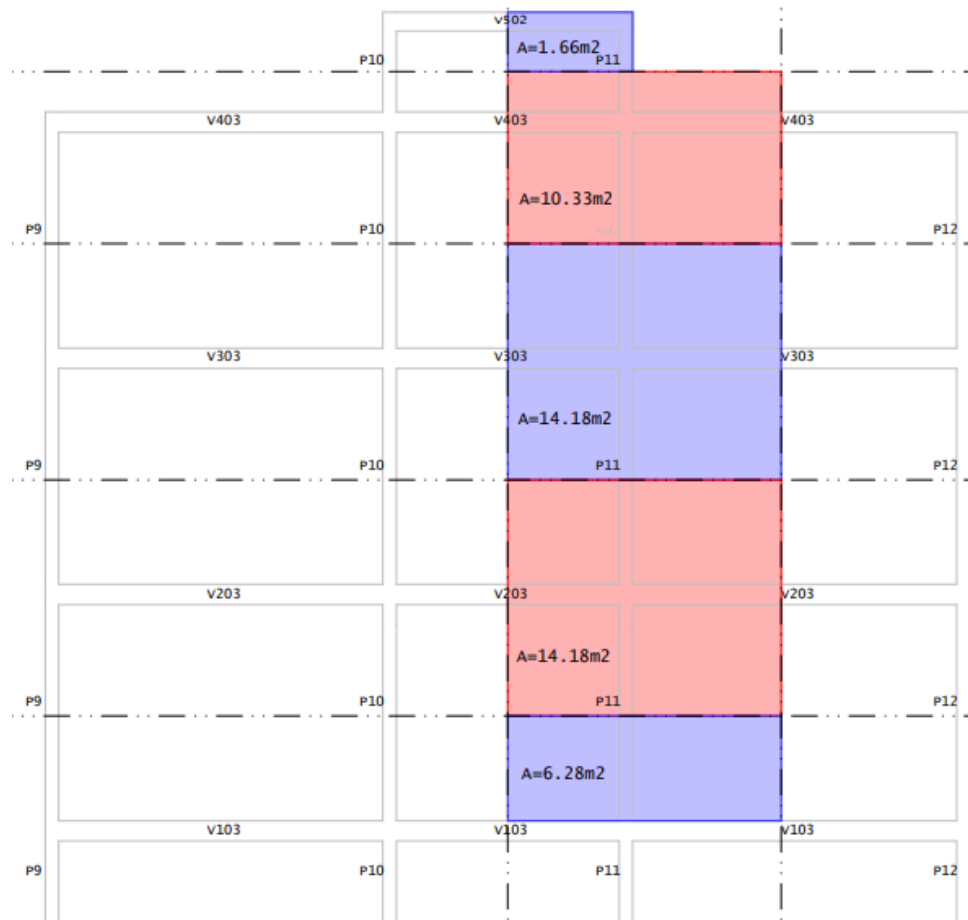
na qual

b_m e p são fatores meteorológicos;

F_r é o fator de rajada;

z é a altura do acima do nível do terreno.

A área A_e para cada ligação viga-pilar onde o vento incide está representado na figura A.2.

Figura A.2 – Área frontal efetiva considerada.

Fonte: Autor.

Com esses valores foi possível elaborar a tabela A.1 que apresenta os dados necessários para o cálculo da força de arrasto para cada altura. Vale salientar que não foi considerado o conceito de diafragma rígido, tendo em vista que o intuito do trabalho é a análise dos nós de pórtico. Além disso, o esforço de vento foi considerado atuando apenas em uma direção.

Tabela A.1 – Cálculo da força de arrasto.

Altura (m)	V_0 (m/s)	S1	S3	S2	V_k (m/s)	q (tf/m²)	Ca	Área (m²)	F_a (tf)
1,35	30	1	1	0,68	20,29	0,025	0,94	6,28	0,15
4,7				0,79	23,57	0,034		14,18	0,34
8,35				0,84	25,25	0,039		14,18	0,34
11,85				0,88	26,33	0,043		10,33	0,25
13,35				0,89	26,71	0,044		1,66	0,04

Fonte: Autor.