

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Felipe Silveira Prates da Cunha

**ANÁLISE DE ESFORÇOS E ARMADURAS EM NÓS DE
PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO**

Porto Alegre
novembro 2015

FELIPE SILVEIRA PRATES DA CUNHA

**ANÁLISE DE ESFORÇOS E ARMADURAS EM NÓS DE
PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: Alexandre Rodrigues Pacheco

Porto Alegre
novembro 2015

FELIPE SILVEIRA PRATES DA CUNHA

**ANÁLISE DE ESFORÇOS E ARMADURAS EM NÓS DE
PÓRTICOS DE CONCRETOARMADO**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador e pelos Coordenadores da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, novembro de 2015

Prof. Alexandre Rodrigues Pacheco
Ph.D. pela Pennsylvania State University
Orientador

BANCA EXAMINADORA

Prof. Américo Campos Filho (UFRGS)
Dr. pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

Prof. Roberto Domingo Rios (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Alexandre Rodrigues Pacheco (UFRGS)
Ph.D. pela Pennsylvania State University

Dedico este trabalho a meus pais, Eliane e Ricardo, e à
minha namorada Clarissa, pelo apoio incondicional e por
estarem sempre ao meu lado.

AGRADECIMENTOS

Agradeço em primeiro lugar a Deus, por tudo que tenho em minha vida e por ter me permitido chegar até aqui.

Agradeço ao professor Alexandre Rodrigues Pacheco, por todo conhecimento compartilhado com paciência e entusiasmo, pela dedicação e tempo disponibilizado para a orientação deste trabalho.

Agradeço à minha família, que esteve ao meu lado ao longo de toda minha vida, me ajudando e me apoiando em todas as decisões, momentos difíceis e em toda a minha formação.

Agradeço à minha namorada, Clarissa, que amo muito, por estar sempre ao meu lado ao longo de todos esses anos.

Agradeço a todos os meus colegas e professores da Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, que contribuíram na minha formação profissional.

Em verdade vos digo que se alguém disser a esta montanha: levanta-te e lança-te ao mar, e não duvidar no seu coração, mas acreditar que isso vai acontecer, assim ocorrerá. Por isso vos digo que tudo que pedirdes em oração, tendes fé que já o recebestes, e assim vos sucederá.

Jesus Cristo (Mc. 11:23-24)

RESUMO

Este trabalho consiste em um estudo da distribuição dos esforços e do arranjo de armaduras em nós de pórticos de concreto armado, através do Método das Bielas e Tirantes. Na revisão bibliográfica, são descritas todas as particularidades e dificuldades construtivas que envolvem esta região da estrutura, os encontros de vigas e pilares. Após ser feita uma descrição completa do Método das Bielas e Tirantes, é definido o pórtico para o qual será feito o estudo. Para este pórtico é aplicado um carregamento, de maneira a simular as solicitações que um pórtico de um edifício real pode estar submetido. O carregamento é obtido através da consideração de cargas da estrutura e do vento previstas em norma. Este pórtico, então, é aplicado ao programa FTOOL, onde são obtidas as solicitações na estrutura. Aos quatro tipos de nós possíveis em um pórtico plano é aplicado o método bielas e tirantes, são eles: ligação viga de cobertura-pilar extremo, ligação viga intermediária-pilar extremo, ligação viga de cobertura-pilar intermediário e ligação viga intermediária-pilar intermediário. A partir do desenvolvimento de um modelo de bielas e tirantes, os quatro tipos de nós são modelados no programa CAST, onde é feito o desenho da região D em estudo, juntamente com a disposição das bielas e dos tirantes e da aplicação das solicitações que estrutura está submetida. Com isto, é obtida a distribuição dos esforços nas regiões em estudo. As tensões nas bielas, nos tirantes e nos nós são verificadas através de limites definidos em norma. O arranjo das armaduras nos quatro tipos de nós é, então, obtido a partir da compatibilização do modelo de bielas e tirantes adotado para cada caso.

Palavras-chave: NBR 6118. Método das Bielas e Tirantes.
Nós de pórticos de concreto armado.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Diagrama das etapas do trabalho	19
Figura 2 – Definição de nó de pórtico de concreto armado	23
Figura 3 – Nós externos	29
Figura 4 – Nós internos	30
Figura 5 – Tipos de nós em um pórtico plano	41
Figura 6 – Pórtico em estudo	42
Figura 7 – Pórtico resultante com carregamento	45
Figura 8 – Solicitações no nó 1	47
Figura 9 – Modelo de bielas e tirantes aplicado ao nó 1	48
Figura 10 – Modelo e forças nó 1	49
Figura 11 – Numeração nós e barras nó 1	49
Figura 12 – Esforços nas barras do nó 1	50
Figura 13 – Espessuras nó 1	52
Figura 14 – Tensões nó 1	52
Figura 15 – Verificação de nós para o nó 1	53
Figura 16 – Tipos de barras nos nós	55
Figura 17 – Arranjo de armaduras para o nó 1	56
Figura 18 – Solicitações no nó 2	57
Figura 19 – Modelo de bielas e tirantes aplicado ao nó 2	58
Figura 20 – Modelo e forças nó 2	59
Figura 21 – Numeração nós e barras nó 2	59
Figura 22 – Esforços nas barras do nó 2	60
Figura 23 – Espessuras nó 2	62
Figura 24 – Tensões nó 2	63
Figura 25 – Verificação de nós para o nó 2	64
Figura 26 – Arranjo de armaduras para o nó 2	65
Figura 27 – Solicitações no nó 3	66
Figura 28 – Modelo de bielas e tirantes aplicado ao nó 3	66
Figura 29 – Modelo e forças nó 3	67
Figura 30 – Numeração nós e barras nó 3	67
Figura 31 – Esforços nas barras do nó 3	68
Figura 32 – Espessuras nó 3	70
Figura 33 – Tensões nó 3	70

Figura 34 – Verificação de nós para o nó 3	71
Figura 35 – Arranjo de armaduras para o nó 3	72
Figura 36 – Solicitações no nó 4	73
Figura 37 – Modelo de bielas e tirantes aplicado ao nó 4	73
Figura 38 – Modelo e forças nó 4	74
Figura 39 – Numeração nós e barras nó 4	75
Figura 40 – Esforços nas barras do nó 4	76
Figura 41 – Espessuras nó 4	79
Figura 42 – Tensões nó 4	79
Figura 43 – Verificação de nós para o nó 4	80
Figura 44 – Arranjo de armaduras para o nó 4	81

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o revestimento nominal para $\Delta c = 10$ mm	25
Quadro 2 – Classes de agressividade ambiental	26

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Cargas nas lajes	43
Tabela 2 – Carga distribuída nas vigas	43
Tabela 3 – Cargas devidas ao vento	44
Tabela 4 – Armaduras nó 1	51
Tabela 5 – Bielas nó 1	51
Tabela 6 – Armaduras nó 2	61
Tabela 7 – Bielas nó 2	61
Tabela 8 – Armaduras nó 3	69
Tabela 9 – Bielas nó 3	69
Tabela 10 – Armaduras nó 4	77
Tabela 11 – Bielas nó 4	78

LISTA DE SÍMBOLOS

A_s – área de aço (cm²)

A_{sb} – área de aço na viga (mm²)

A_{sje} – área de armadura de estribos (mm²)

$A_{s,calc}$ – área de aço calculada (cm²)

$A_{s,ef}$ – área de aço adotada (cm²)

b_b – largura da viga (mm)

b_c – menor dimensão da seção do pilar no nó (mm)

c – cobrimento (mm)

$c_{mín}$ – cobrimento mínimo (mm)

c_{nom} – cobrimento nominal (mm)

d_b – altura efetiva da viga (mm)

f_{bd} – resistência de aderência de projeto (MPa)

f_{cd} – resistência de cálculo à compressão do concreto (MPa)

f_{cd1} – tensão resistente máxima no concreto, em verificações pelo Método das Bielas e Tirantes, em regiões com tensões de compressão transversal ou sem tensões de tração transversal e em nós onde confluem somente bielas de compressão (MPa)

f_{cd2} – tensão resistente máxima no concreto, em verificações pelos Método das Bielas e Tirantes, em regiões com tensões de tração transversal e em nós onde confluem dois ou mais tirantes tracionados (MPa)

f_{cd3} – tensão resistente máxima no concreto, em verificações pelos Método das Bielas e Tirantes, em nós onde conflui um tirante tracionado (MPa)

f_{ck} – resistência característica à compressão do concreto (MPa)

F_{sd} – valor de cálculo da força de tração determinada no tirantes (kN)

f_{yd} – resistência de projeto ao escoamento do aço (MPa)

f_{yk} – resistência característica ao escoamento do aço (MPa)

h_b – altura da viga (mm)

h_c – maior dimensão da seção do pilar no nó (mm)

l_b – comprimento de ancoragem básico (cm)

$l_{b,min}$ – comprimento de ancoragem mínimo (cm)

$l_{b,nec}$ – comprimento de ancoragem necessário (cm)

V_j – esforço cortante resistente do nó (N)

Δc – tolerância de execução (mm)

ϕ – diâmetro (mm)

α – coeficiente para determinação do comprimento de ancoragem

α_{v2} – coeficiente que depende da resistência característica à compressão do concreto

β – coeficiente que depende da armadura utilizada no nó

γ – coeficiente que depende da inclinação das barras

α' – coeficiente que depende da taxa de estribos no nó

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	15
2 DIRETRIZES DA PESQUISA	17
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA	17
2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA	17
2.2.1 Objetivo principal	17
2.2.2 Objetivo secundário	17
2.3 PRESSUPOSTOS	17
2.4 PREMISA	18
2.5 DELIMITAÇÕES	18
2.6 LIMITAÇÕES	18
2.7 DELINEAMENTO	18
3 NÓS DE PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO	22
3.1 DEFINIÇÃO	22
3.2 PARTICULARIDADES	23
3.3 ARMADURAS	24
3.3.1 Cobrimento	24
3.3.2 Comprimento de ancoragem	26
3.4 TIPOS DE NÓS DE PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO	28
3.4.1 Nós externos	28
3.4.2 Nós internos	29
3.5 ANÁLISE ESTRUTURAL	30
3.5.1 Comportamento estrutural de nós internos	31
3.5.2 Comportamento estrutural de nós externos	32
4 MÉTODO DAS BIELAS E TIRANTES	34
4.1 DESCRIÇÃO DO MÉTODO	34
4.2 TIPOS DE REGIÕES NO MÉTODO	35
4.2.1 Regiões B	36
4.2.2 Regiões D	36
4.3 BIELAS	37
4.4 TIRANTES	38
4.5 NÓS	40
5 PÓRTICO A SER ESTUDADO	41
5.1 PÓRTICO PLANO	41

5.2 ANÁLISE DE CARGAS E MATERIAIS	42
5.3 PÓRTICO RESULTANTE	44
6 BIELAS E TIRANTES	46
6.1 PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA UTILIZADOS	46
6.2 ANÁLISE DO NÓ 1	47
6.2.1 Modelo de bielas e tirantes	47
6.2.2 Arranjo de armaduras	56
6.3 ANÁLISE DO NÓ 2	56
6.3.1 Modelo de bielas e tirantes	57
6.3.2 Arranjo de armaduras	64
6.4 ANÁLISE DO NÓ 3	65
6.4.1 Modelo de bielas e tirantes	66
6.4.2 Arranjo de armaduras	71
6.5 ANÁLISE DO NÓ 4	72
6.5.1 Modelo de bielas e tirantes	73
6.5.2 Arranjo de armaduras	80
7 CONSIDERAÇÕES FINAIS	82
REFERÊNCIAS	83
APÊNDICE A	84
APÊNDICE B	88

1 INTRODUÇÃO

Em pórticos de concreto armado, as ligações entre vigas e pilares são regiões muito singulares na estrutura, para as quais deve ser feito um estudo mais detalhado dos esforços solicitantes. Tais regiões, denominadas nós, apresentam uma elevada taxa de armadura, e por este motivo, se caracterizam como locais de difícil concretagem. Como consequência disso, as armaduras em nós de pórticos de concreto armado também merecem um estudo especial e detalhado por parte do engenheiro projetista.

Nos encontros entre vigas e pilares há mudança de direção do eixo da estrutura do pórtico. O eixo vertical do pilar se encontra com o eixo horizontal de vigas, podendo ocorrer ainda a intersecção destes eixos, no caso de nós internos, em que mais de uma viga chega a um pilar em comum.

Leonhardt e Mönnig (1978, p. 179) afirmam que sempre que há mudança de direção do eixo de qualquer estrutura, há também mudança de direção dos esforços solicitantes internos. Como consequência disso, na região do nó ocorre uma significativa alteração na distribuição de tensões. A presença de cantos internos vivos, ou seja, sem arredondamento, nesses encontros é outro fator agravante e merece atenção. Neste local se atinge o pico de tensões e, conseqüentemente, há uma diminuição da capacidade resistente do nó.

Todas essas particularidades nos nós de pórticos de concreto armado só passaram a ser devidamente observadas e estudadas nas últimas três décadas. Antes disso esta região não era considerada crítica. O dimensionamento era feito admitindo-se que a resistência da ligação era equivalente a do elemento estrutural com menor resistência ligado ao nó, imaginando que desta maneira se estaria projetando a favor da segurança. O fato de haver mudança de direção no eixo da estrutura e na direção dos esforços solicitantes, entretanto, faz com que o nó seja uma região mais crítica que a peça mais crítica ligada a ele (ALVA, 2004, p. 7).

O presente trabalho versará sobre a análise estrutural de nós de pórticos de concreto armado. Será desenvolvido um modelo de bielas e tirantes para se determinar os esforços solicitantes nessa região, para em seguida ser feito o detalhamento da armadura do encontro, de maneira a

garantir o cobrimento necessário da mesma e avaliar os aspectos construtivos com relação à ancoragem das armaduras.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

As diretrizes para desenvolvimento do trabalho são descritas nos próximos itens.

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa do trabalho é: a partir do desenvolvimento de um modelo de bielas e tirantes, como se distribuem os esforços solicitantes em nós de pórticos de concreto armado e qual é a melhor disposição de armaduras para que a estrutura atenda aos requisitos normativos?

2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

Os objetivos da pesquisa estão classificados em principal e secundário e são descritos a seguir.

2.2.1 Objetivo principal

O objetivo principal do trabalho é a análise de esforços e armaduras em nós de pórticos de concreto armado através do desenvolvimento de um modelo de bielas e tirantes.

2.2.2 Objetivo secundário

O objetivo secundário do trabalho é a descrição da aplicação do Método das Bielas e Tirantes a regiões D.

2.3 PRESSUPOSTOS

São pressupostos do trabalho que:

- a) o Método das Bielas e Tirantes é aplicável à análise de esforços e armaduras em nós de pórticos de concreto armado;

- b) os resultados apresentados pelo programa CAST são válidos para modelos de bielas e tirantes representativos da região estudada.

2.4 PREMISSA

O trabalho tem por premissa o fato de que os nós de pórticos de concreto armado necessitam estudo especial por parte do projetista, devido ao fato de apresentarem complexo comportamento estrutural e construtivo.

2.5 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se a análise de esforços e armaduras em nós de pórticos de concreto armado.

2.6 LIMITAÇÕES

As limitações do trabalho são apresentadas abaixo:

- a) as vigas e pilares possuem seção retangular;
- b) a análise será feita a partir do desenvolvimento de um modelo de bielas e tirantes aplicado ao programa CAST;
- c) os encontros se darão sem o arredondamento dos cantos;
- d) uso somente de critérios e recomendações presentes na NBR 6118:2014;
- e) a análise será feita em um pórtico exemplo específico utilizando resultados do programa FTOOL.

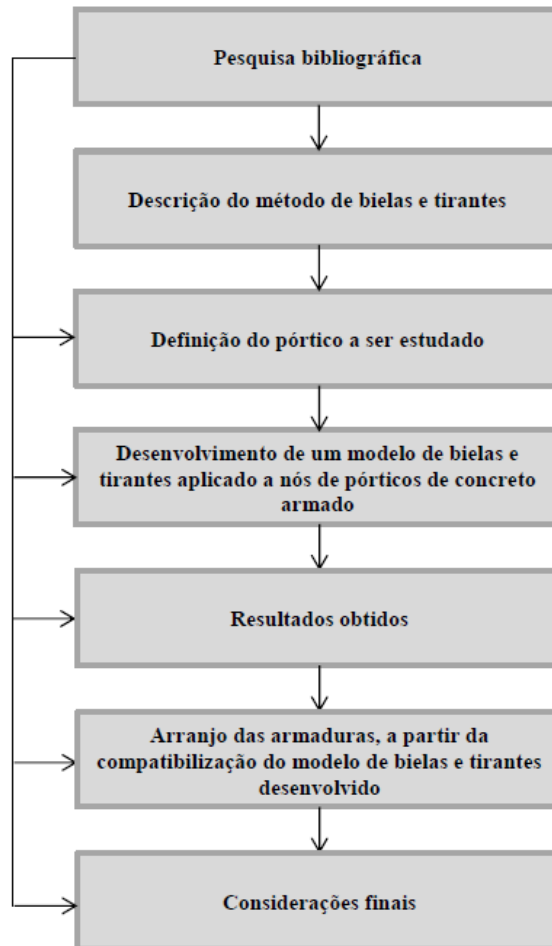
2.7 DELINEAMENTO

O trabalho será realizado através das etapas apresentadas a seguir, que estão representadas na figura 1, e são descritas nos próximos parágrafos:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) descrição do Método das Bielas e Tirantes;
- c) definição do pórtico a ser estudado;
- d) desenvolvimento de um modelo de bielas e tirantes aplicado a nós de pórticos de concreto armado;
- e) resultados obtidos;

- f) arranjo das armaduras, a partir da compatibilização do modelo de bielas e tirantes desenvolvido;
- g) considerações finais.

Figura 1 – Diagrama das etapas do trabalho



(fonte: elaborada pelo autor)

Uma vez definido o tema, deu-se início à pesquisa bibliográfica sobre o assunto, com o objetivo de aprimorar o conhecimento técnico na área e permitir o correto desenvolvimento do trabalho. Nesta etapa são apresentados conceitos e definições relacionados à região em estudo, os nós de pórticos de concreto armado. Todos os detalhes e particularidades que tornam esta região diferenciada são descritos, de maneira a explicar o motivo da região apresentar complexo comportamento estrutural e construtivo. Recomendações e critérios normativos são apresentados, que serão utilizados para correta análise de esforços solicitantes e correta disposição de armaduras na região estrutural estudada. Os capítulos referentes à revisão bibliográfica serão consultados ao longo de todo o desenvolvimento do trabalho.

Em seguida, será descrito o Método das Bielas e Tirantes, que será utilizado para a análise dos nós de pórticos de concreto armado. Esta descrição tem como objetivo o perfeito entendimento do método, para se desenvolver o modelo correto, que seja realmente representativo da região em estudo. Serão descritas todas as definições que envolvem a técnica, como o conceito de bielas, de tirantes e a importância da sua correta disposição para correta análise estrutural. Antes do desenvolvimento do modelo propriamente dito, será feita uma busca na bibliografia dos tipos de nós de pórtico de concreto armado para os quais já se tem métodos empíricos para determinação dos esforços.

A partir desta descrição, poderá ser feito o desenvolvimento de um modelo de bielas e tirantes aplicado aos nós de pórticos de concreto armado. Antes disso é definido qual o pórtico a ser estudado, que será aplicado ao programa FTOOL, de maneira a se obter resultados numéricos coerentes e aplicáveis à realidade. A este pórtico são aplicados carregamentos verticais e horizontais devidos ao vento. Os modelos de bielas e tirantes serão, então, apresentados. O correto desenvolvimento do modelo, de maneira a dispor de maneira precisa as bielas e os tirantes é essencial para se chegar ao resultado esperado.

Estes modelos serão aplicados com seus respectivos carregamentos ao programa CAST. Trata-se de um programa específico para o Método das Bielas e Tirantes, onde é possível se fazer a geometria da região estudada e a disposição das bielas e tirantes. Aplicando os carregamentos oriundos das solicitações obtidas pelo programa FTOOL é possível se obter os esforços nas bielas e nos tirantes do modelo em estudo. A verificação das bielas e dos tirantes será feita utilizando os esforços obtidos pelo programa e aplicando os limites definidos pela NBR 6118:2014. A verificação dos nós dos modelos de bielas e tirantes será feita utilizando os resultados do programa.

A próxima etapa é a correta disposição das armaduras nos nós de pórticos de concreto armado. Os arranjos das armaduras são compatibilizados com o modelo adotado, ou seja, as bielas e os tirantes, que foram dispostos na estrutura de maneira teórica para se obter as solicitações, agora devem ser adaptados e compatibilizados de maneira a formar a armadura que efetivamente será executada na região. Esta etapa visa atender requisitos normativos referentes à disposição de armaduras, de maneira a atender os critérios estabelecidos de cobertura e ancoragem das mesmas.

Após todas as etapas realizadas, nas considerações finais serão apresentadas as últimas observações, de maneira a se fazer uma análise crítica dos resultados e conclusões obtidas no trabalho.

3 NÓS DE PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO

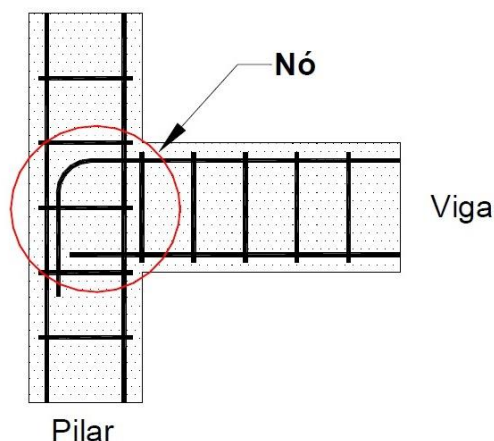
Este capítulo tem como objetivo caracterizar os nós de pórticos de concreto armado, apresentando os critérios normativos para a disposição de armaduras em estruturas de concreto armado, no que se refere à ancoragem de armaduras nos encontros e recomendações referentes ao cobrimento das mesmas. Além disso, serão apresentadas todas as particularidades e complexidades envolvendo o encontro entre vigas e pilares, bem como serão apresentados diferentes estudos já realizados na literatura sobre os nós de pórticos de concreto armado.

3.1 DEFINIÇÃO

Em pórticos de concreto armado, o dimensionamento estrutural na maioria das vezes é feito considerando as estruturas básicas em um edifício: lajes, vigas e pilares. Cada elemento é dimensionado aos estados-limites últimos e estados-limites de serviço de forma independente dos demais, de maneira a desconsiderar os encontros, que serão estudados no presente trabalho. Os nós são os encontros entre dois destes elementos, as vigas e os pilares.

Alva (2004, p. 5) define os nós de pórticos de concreto armado como a intersecção entre pilares e vigas, onde existe uma porção de pilar com altura equivalente a da viga que se liga ao mesmo. A figura 2 ilustra de maneira bem simples e básica que se trata de fato de uma região particular e diferenciada.

Figura 2 – Definição de nó de pórtico de concreto armado



(fonte: ALVA, 2004, p. 5)

As armaduras do pilar e da viga se encontram em um ponto, de maneira a formar um malha muito densa de aço. A situação de torna ainda mais crítica em nós internos, com duas vigas perpendiculares se encontrando ao pilar no nó. Essa elevada concentração de armaduras historicamente já apresentou problemas estruturais a edifícios, principalmente causando exposição da armadura nos cantos internos vivos.

3.2 PARTICULARIDADES

Os encontros entre vigas e pilares só passaram a ser devidamente estudados nos últimos anos. Segundo Alva (2004, p. 7):

Nas últimas três décadas, pode-se dizer que houve uma maior preocupação com o comportamento mecânico dos nós de pórtico, fato confirmado pelo crescimento das pesquisas envolvendo tal região do sistema estrutural. Antes disso, em nível de projeto, admitia-se que as condições nos nós de pórtico não eram críticas. Ou seja, admitia-se que a resistência da ligação era igual à do elemento estrutural menos resistente. Entretanto, pode-se dizer que os nós de pórtico são, com frequência, regiões mais críticas do sistema estrutural como um todo, devido a uma série de fatores, entre os quais se incluem a mudança de direção de esforços e tensões, as elevadas tensões cisalhantes que ali surgem, além dos aspectos construtivos associados à ancoragem das armaduras.

A partir do momento em que gradualmente foi sendo adotada a filosofia de projeto dos estados-limites últimos e estados-limites de serviço, a ideia de que o nó em pórticos de concreto armado não era uma região crítica foi sendo posta de lado. As conexões são, em praticamente todos os elementos estruturais da engenharia, incluindo as estruturas de aço e madeira, o ponto mais frágil (PARK; PAULAY, 1975, p. 716, tradução nossa).

Além das dificuldades construtivas e já descritas, os encontros entre vigas e pilares são regiões de solicitações extremas. O momento fletor e a força cortante atingem grande intensidade. Desta maneira, uma das soluções encontradas pelos projetistas foi o aumento da resistência do concreto neste ponto específico da estrutura. Segundo Alva (2004, p. 3):

Diversas pesquisas foram realizadas a respeito do comportamento dos nós de pórtico, incluindo diversos tipos de detalhes de armadura e a aplicação de materiais de resistência maior, como o concreto de alta resistência (CAR). Entretanto, devido ao grande número de variáveis envolvidas e que afetam o comportamento mecânico do nó, o assunto ainda não está completamente esclarecido e, por isso, vem sendo objeto de estudos constantes.

3.3 ARMADURAS

Além do correto dimensionamento de bitolas e espaçamentos de armaduras, de forma a garantir que elas absorvam as tensões de tração que não são resistidas pelo concreto, a ancoragem e o cobrimento das mesmas também devem ser projetados e executados de maneira correta. Nas regiões de encontros a ancoragem das armaduras acaba sendo estudada com mais detalhes. Nos casos dos nós de pórticos de concreto armado, onde existem cantos internos vivos onde se atinge pico de tensões, o cobrimento deve ser garantido a todo custo, por tratar-se de um ponto muito solicitado na estrutura.

3.3.1 Cobrimento

O cobrimento das armaduras (c) corresponde basicamente ao espaçamento entre a face externa da estrutura de concreto e a barra de aço mais próxima. Possui importância relacionada à proteção mecânica das armaduras, protegendo contra agentes físicos e químicos.

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 16) indica o cobrimento como um fator determinante para o controle deterioração da armadura, indicando que o gás carbônico entrando em contato com o aço das armaduras pode causar grandes danos: “É a depassivação por carbonatação [...]. As medidas preventivas consistem em dificultar o ingresso dos agentes agressivos ao interior do concreto. O cobrimento das armaduras e o controle de fissuração minimizam este efeito [...]”.

Outro efeito minimizado ou erradicado pelo cobrimento correto das armaduras é a ação de cloretos sobre as mesmas, que causa degradação. O problema ocorre por causa de um elevado

teor de íon cloro. Da mesma maneira, além do cobrimento da armadura, outra maneira de controlar este problema é um correto dimensionamento da estrutura ao estado-limite de serviço relacionado à abertura excessiva de fissuras (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 16).

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 19) prescreve que para garantir o cobrimento mínimo da armadura (c_{\min}), que corresponde a menor distância entre a face externa do concreto e a barra mais próxima, o projeto deve considerar também o cobrimento nominal (c_{nom}), que corresponde ao cobrimento mínimo somado a uma tolerância de execução (Δc). A norma indica este valor de tolerância como sendo de 10 mm, com exceção dos casos onde há um controle rígido da qualidade de execução da obra, quando este valor pode ser reduzido a $\Delta c = 5$ mm. Salienta-se que este controle rígido deve estar explicitado nos desenhos de projeto. Os valores recomendados pela norma do para o cobrimento nominal se encontram no quadro 1. Para o caso do controle rígido citado, estes valores podem ser reduzidos em 5 mm.

Quadro 1 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV
		Cobrimento nominal (mm)			
Concreto armado	Laje	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 20)

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 16), no item 6.4.1 define que:

A agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas.

No quadro 2 estão apresentados quais são os critérios utilizados para divisão destas classes.

Quadro 2 – Classes de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{a, b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a	Grande
		Industrial ^{a, b}	
IV	Muito forte	Industrial ^{a, c}	Elevado
		Respingos de maré	

^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

^b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

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

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 17)

Além de atender aos requisitos já citados, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 19) indica que o cobrimento nominal ainda deve atender a outros três critérios. O cobrimento nominal para uma determinada barra deve ser maior ou igual ao diâmetro da mesma ($c_{nom} \geq \phi$ barra), no caso feixes deve ser superior ou igual ao seu diâmetro equivalente ($c_{nom} \geq \phi$ feixe = $\phi_n = \phi \sqrt{n}$) e, além disso, para o caso de bainhas, maior ou igual à metade do seu diâmetro ($c_{nom} \geq 0,5 \phi$ bainha).

3.3.2 Comprimento de ancoragem

A ancoragem das armaduras na maioria dos casos é feita por aderência, que é a forma mais econômica de ancoragem. Outra forma seria a utilização de placas, porém são pouco utilizadas devido a sua dificuldade de execução e custo. Montoya et al. (2011, p. 121, tradução nossa) definem que a ancoragem das armaduras tem como objetivo garantir a transmissão dos esforços do concreto para o aço e vice-versa. Tem como principal objetivo garantir que o aço absorva as tensões de tração que não são absorvidas pelo concreto, sem que haja comprometido do mesmo quando as barras são solicitadas.

Segundo os mesmos autores, o comprimento de ancoragem depende fundamentalmente das características geométricas de aderência das barras da armadura, no que se refere a ganchos e ranhuras, por exemplo. Além disso, depende de como a barra está posicionada com relação ao eixo da estrutura de concreto e das solicitações imposta a armadura.

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 37-38) define dois conceitos fundamentais para a ancoragem das armaduras: comprimento de ancoragem básico e comprimento de ancoragem necessário. A fórmula 1 define como se calcula o comprimento de ancoragem básico:

$$l_b = \frac{\phi}{4} \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \geq 25\phi \quad (\text{fórmula 1})$$

Onde:

l_b = comprimento de ancoragem básico;

ϕ = diâmetro da barra;

f_{yd} = resistência de projeto ao escoamento do aço;

f_{bd} = resistência de aderência de projeto.

A partir do cálculo do comprimento de ancoragem básico, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 37-38) define o método de cálculo do comprimento de ancoragem necessário, que está indicado na fórmula 2:

$$l_{b,nec} = \alpha l_b \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,mín} \quad (\text{fórmula 2})$$

Onde:

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

α = coeficiente para determinação do comprimento de ancoragem;

l_b = comprimento de ancoragem básico;

$A_{s,calc}$ = área de aço calculada;

$A_{s,ef}$ = área de aço adotada;

$l_{b,\min}$ = comprimento de ancoragem mínimo.

O coeficiente α leva em conta o tipo de barras utilizadas. De acordo com a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 37-38) os valores são obtidos da seguinte maneira:

- a) $\alpha = 1,0$ quando as barras não possuem gancho;
- b) $\alpha = 0,7$ quando as barras possuem gancho, com este respeitando um cobrimento $\geq 3\phi$;
- c) $\alpha = 0,7$ quando as barras não possuem gancho, mas possuem barras transversais soldadas;
- d) $\alpha = 0,5$ quando as barras possuem gancho, com este respeitando um cobrimento $\geq 3\phi$ e possuem barras transversais soldadas.

Com relação ao comprimento de ancoragem mínimo, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 38) define que “[...] é o maior valor entre $0,3 l_b$, 10ϕ e 100 mm .”.

3.4 TIPOS DE NÓS DE PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO

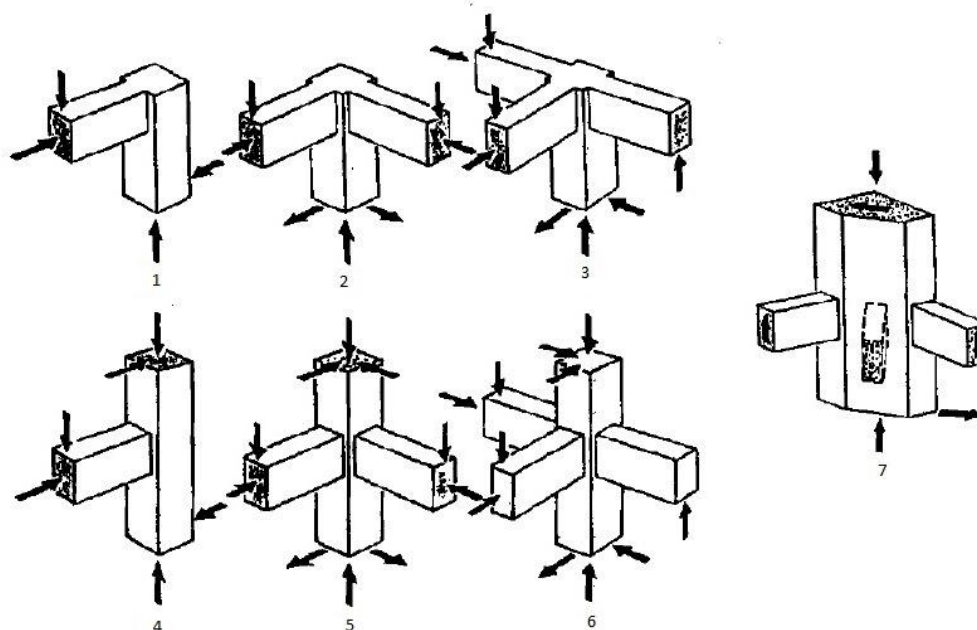
Diversos são os tipos de encontros entre vigas e pilar. A bibliografia divide estes nós em dois grandes grupos: os nós internos e os nós externos. Porém, dentro destes grupos ainda há subdivisões em diferentes tipos.

Paulay e Priestley (1992, p. 256, tradução nossa) indicam que os encontros em nós de pórticos de concreto armado podem ser classificados e divididos tanto em termos de configuração geométrica quanto em termos de comportamento estrutural. Porém, a maneira mais usual de se fazer essa divisão em nós internos e nós externos, isto porque estes dois tipos apresentam diferenças no mecanismo de ancoragem da armadura do pilar.

3.4.1 Nós externos

Vários tipos de nós externos são apresentados na figura 3. São representados sete modelos distintos, que se diferenciam principalmente pelo número de vigas ligadas ao pilar e a continuidade ou não do pilar para outros pavimentos do edifício.

Figura 3 – Nós externos



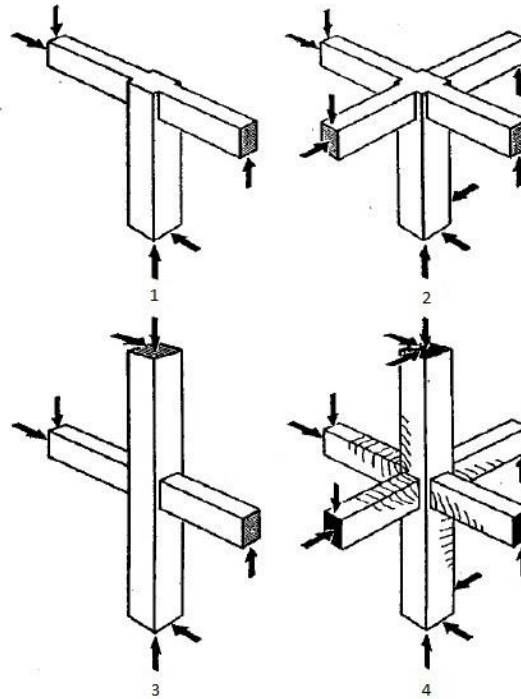
(fonte: adaptado de PAULAY; PRIESTLEY, 1992, p. 257)

Os nós externos de uma estrutura de concreto armado estão submetidos a carregamentos diferenciados das ações gravitacionais clássicas. Nestes pontos a ação do vento gera carregamentos horizontais laterais cíclicos. Em locais onde ocorrem abalos sísmicos, como terremotos, estes encontros também devem ser capazes de resistir a estes esforços. Análises estáticas podem ser feitas para aplicar estes carregamentos horizontais na estrutura. Em nós externos, os carregamentos horizontais, fazem com que a tração das fibras ocorram no lado oposto ao dos outros elementos estruturais (ALVA, 2004, p. 9).

3.4.2 Nós internos

A figura 4 ilustra quatro diferentes tipos de nós internos de pórticos de concreto armado. Mais uma vez, eles se diferenciam pelo número de vigas que chega ao encontro e pela continuidade do pilar. O mesmo pode ou não continuar para outros pavimentos do edifício.

Figura 4 – Nós internos



(fonte: adaptado de PAULAY; PRIESTLEY, 1992, p. 258)

Estes nós internos normalmente são os que apresentam maiores dificuldades construtivas. Estes são os casos com maior densidade de armadura, pois em alguns casos são duas vigas se encontrando com um pilar em comum. Este será um ponto de difícil concretagem, onde deverá ser garantido o cobrimento da armadura de maneira mais rígida, pois neste local se encontram quatro direções distintas e perpendiculares entre si da estrutura. Dois eixos horizontais de vigas perpendiculares se encontram ao eixo vertical um pilar.

3.5 ANÁLISE ESTRUTURAL

Alva (2004, p. 4, grifo do autor) define os dois principais meios de se calcular as solicitações em nós de pórticos de concreto armado:

- a) **modelos de análise local**, ou seja, os que se propõem a modelar a região do nó propriamente dita, cujas grandezas principais são forças, tensões e deformações. Empregam os conceitos utilizados nos modelos de biela e tirante;
- b) **modelos de análise global**, os quais se fundamentam na Mecânica do Dano e na Teoria da Plasticidade. Avaliam os efeitos globais (deslocamentos ou rotações) na ligação, como consequência da deterioração mecânica das extremidades dos elementos viga/pilar e, indiretamente, como consequência dos fenômenos ocorridos no nó de pórtico.

O encontro entre a viga e o pilar trata-se de uma região descontínua, ou seja, há mudança de direção do eixo da estrutura. Como sugestão para método de cálculo, Haach e El Debs (2008, p. 96) definem que “Como esta é uma região descontínua, ou seja, as hipóteses de Bernoulli de distribuição linear para as deformações não são válidas, o Método das Bielas e Tirantes é bastante indicado para a avaliação deste tipo de elemento.”.

Segundo Park e Paulay (1975, p. 716-717, tradução nossa) os nós de pórticos precisam atender alguns requisitos para que o encontro apresente um correto comportamento estrutural:

- a) o encontro viga-pilar deve se comportar, quando solicitado, de maneira equivalente em termos qualitativos aos elementos estruturais a ele conectados;
- b) a ligação deve possuir capacidade resistente para que, no mínimo, suporte as piores combinações de carregamentos que os elementos estruturais a ela ligados possam suportar;
- c) a resistência da ligação não deve governar a resistência da estrutura como um todo, e seu comportamento estrutural não deve prejudicar a capacidade resistência dos elementos estruturais a ela ligados;
- d) o projeto das armaduras nos nós de pórticos de concreto armado não deve prejudicar nenhuma das etapas de concretagem durante a execução.

Segundo Haach e El Debs (2008, p. 96):

Os nós devem ser tão resistentes quanto as peças ligadas por eles. Um projeto deve ser capaz de prevenir ruptura frágil por cisalhamento do nó, manter a integridade deste, reduzir a degradação da rigidez minimizando a fissuração e evitar a perda da aderência entre o aço e o concreto. O nó deve ser projetado para que, caso ocorra colapso, esta se dê pela formação de rótula na viga, pois este é um tipo de ruína com aviso prévio.

3.5.1 Comportamento estrutural de nós internos

Para os nós internos, existem dois mecanismos de transmissão de esforços. O primeiro deles é feito através de uma única biela diagonal comprimida. Ela equilibra os esforços de compressão carregados pelo concreto. Isto ocorre até que se desenvolva flexão nos elementos estruturais ligados ao nó. Neste caso, há escoamento das armaduras dos mesmos, levando a formação de fissuras ao longo de todo o nó. Desta forma, toda a força cisalhante é transmitida ao nó pelas zonas comprimidas do pilar e das vigas. O segundo ocorre por um mecanismo de treliça, quando as forças de compressão diagonais são absorvidas pelas bielas comprimidas formadas pelas fissuras do concreto, e a tração é absorvida pelas armaduras corretamente

ancoradas dispostas na vertical e na horizontal. Somando-se os componentes diagonais com horizontais e verticais se tem o mecanismo de treliça (PARK; PAULAY, 1975, p. 738-740, tradução nossa).

Segundo Alva (2004, p. 12), com relação à questão de aderência, os nós internos são mais críticos que o nós externos, onde na maioria dos casos é feita uma dobra nas barras longitudinais, formando ganchos, para dentro do nó. Nos nós internos isto não acontece na maioria dos casos, portanto a aderência deve mobilizar todas as forças que no projeto foram requeridas para a ancoragem, pois as barras não terão ganchos. Esta aderência, que terá que mobilizar toda a força da ancoragem, quando calculada, acaba resultando em valores muito elevados, bem acima do recomendado em normas.

3.5.2 Comportamento estrutural de nós externos

Os nós externos de pórticos de concreto armado possuem comportamento estrutural diferente dos nós internos. Isto acontece principalmente pelo carregamento horizontal devido ao vento, que influencia na distribuição dos esforços. Como já foi discutido, a aderência acaba sendo mais favorável neste tipo de encontro, pois é feito um gancho nas armaduras em direção ao nó, ao contrários do caso dos encontros internos.

Haach e El Debs (2008, p. 96-97) indicam que a os esforços solicitantes nos nós externos provem das combinações das ações da viga e do pilar que se encontram. Em cada lado do nó é feito um estudo do equilíbrio vertical. A armadura do pilar tem como objetivo a transferência dos esforços para o concreto no nó. Estas forças são diagonais, porém não são consideradas como parte da biela diagonal principal. Os estribos são de fundamental importância para o carregamento vertical, tem como objetivo manter o efeito de aderência que seria prejudicado caso as fissuras no canto do nó, ocasionadas pela flexão da viga, se prolongasse pelas barras.

A biela diagonal, não considerada na resistência das forças verticais, equilibra as forças horizontais, provindas do esforço cortante do pilar e da compressão da viga. As forças horizontais que resultam da solicitação da biela são resistidas pelas barras longitudinais tracionadas do pilar. Os estribos então trabalham de maneira a transferir essas forças horizontais das barras longitudinais do lado externo para o lado interno do nó, que então são distribuídos para a parte superior pela biela comprimida. Na parte superior então os estribos trabalham evitando a abertura de fissuras (HAACH; EL DEBS, 2008, p. 98).

Os estribos são fundamentais no equilíbrio vertical do nó no que se refere a o impedir o prolongamento de fissuras. Haach e El Debs (2008, p. 98) salientam a importância dos estribos em nós externos de pórticos de concreto armado, também para o caso do equilíbrio dos esforços horizontais:

Sem a presença de estribos no nó, as barras longitudinais não suportam as forças horizontais que tendem a empurrá-las para fora do cobrimento. As forças de tração no cobrimento ficam acima da resistência do concreto, então as fissuras da diagonal aumentam, correm para o topo do nó e seguem as barras do pilar. A ruína ocorre pela incapacidade do nó resistir a estas forças horizontais.

4 MÉTODO DAS BIELAS E TIRANTES

O método de bielas é utilizado em escala global para o cálculo de esforços em diversos tipos de estruturas de concreto armado. Ao se desenvolver o modelo, se está definindo de maneira teórica a localização das fissuras na estrutura, bem como a posição teórica das armaduras para resistir aos esforços de tração. Neste capítulo será feita uma descrição geral do método, de maneira a definir todos os conceitos e definições básicos que envolvem esta forma de se calcular esforços em estruturas de concreto armado.

4.1 DESCRIÇÃO DO MÉTODO

Os modelos do Método das Bielas e Tirantes têm como objetivo representar o campo de tensões que envolvem o elemento estrutural em estudo. As bielas são as responsáveis pela representação das tensões de compressão no concreto, enquanto os tirantes são idealizações das tensões de tração, que serão absorvidas pelas armaduras. O modelo de bielas consiste então em representar todas essas tensões de tração e compressão em barras distribuídas ao longo da estrutura de concreto. Estas barras são ligadas por meio de nós. Com o desenvolvimento de um modelo adequado, as forças nas bielas e nos tirantes são calculadas através de equações de equilíbrio entre forças externas e internas (SILVA; GIONGO, 2000, p. 5).

Segundo Silva e Giongo (2000, p. 6) a disposição das bielas e dos tirantes, de maneira a definir a geometria do modelo, deve ser obtida analisando cinco aspectos principais:

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

A distribuição das tensões determina o ângulo entre as bielas e os tirantes. Estes ângulos não podem ser muito pequenos, pois se trata de um método prático, onde deve haver espaço para acomodar as dimensões das bielas e dos tirantes (SILVA; GIONGO, 2000, p. 6-7).

Silva e Giongo (2000, p. 11) sugerem que o projetista inicie o estudo da região a ser projetada a partir do desenvolvimento do fluxo de tensões dentro da estrutura, utilizando o método de caminho de carga. Inicia-se determinando os esforços atuantes no contorno da estrutura a ser modelada, de maneira que se garanta o equilíbrio externo no nó. O caminho da carga ocorre, então, através dos campos de tração e compressão que atuam no interior da estrutura, que serão substituídos, quando o modelo for criado, por tirantes e bielas, respectivamente. Estes caminhos de cargas devem estar colocados de maneira a não se interceptar.

Silva e Giongo (2000, p. 12-13) definem uma rotina de projeto a ser seguida, facilitando o desenvolvimento do modelo de bielas e tirantes para qualquer estrutura de concreto armado:

- a) divide-se a estrutura em regiões B e D;
- b) isola-se a região D;
- c) determinam-se os esforços solicitantes no contorno;
- d) aplica-se o processo do caminho de carga;
- e) dimensionam-se os tirantes;
- f) verificam-se as tensões nas bielas e regiões nodais;
- g) definem-se o tipo e os comprimentos de ancoragem;
- h) faz-se o arranjo das armaduras.

Os demais conceitos para se aplicar essa rotina serão apresentados ainda neste capítulo.

4.2 TIPOS DE REGIÕES NO MÉTODO

Para se desenvolver um modelo de bielas e tirantes, antes se deve enquadrar a estrutura a ser analisada em um dos dois tipos de regiões definidas no Método das Bielas e Tirantes: regiões contínuas e regiões descontínuas.

Segundo MacGregor e Wight (2005, p. 844, tradução nossa), as regiões contínuas são denominadas regiões B. São regiões onde as hipóteses de Bernoulli são válidas, ou seja, as

tensões e as deformações ocorrem através de uma distribuição linear. As regiões descontínuas são denominadas regiões D. Esta descontinuidade pode ser geométrica ou estática. Uma estrutura é geometricamente descontínua quando há mudança abrupta de seção ou de direção na estrutura, ou quando esta é adjacente a aberturas. Uma estrutura é estaticamente descontínua quando está próxima a regiões de cargas concentradas ou reações.

Silva e Giongo (2000, p. 9) sugerem recomendações para se dividir a estrutura nessas regiões:

A subdivisão da estrutura em regiões B e D pode ser feita considerando-se as trajetórias de tensões nas proximidades das regiões descontínuas. Conforme o Princípio de Saint-Venant, há uma região definida por dimensões da mesma ordem de grandeza de seção transversal do elemento carregado, na qual se processa a regularização das tensões. Partindo desse princípio, pode-se delimitar as regiões D considerando-se, a partir das descontinuidades geométricas ou estáticas, distâncias iguais à altura das regiões B adjacentes.

4.2.1 Regiões B

As regiões contínuas, denominadas regiões B, são as de mais simples análise estrutural. Por serem regiões de distribuição linear de tensões e deformações, Silva e Giongo (2000, p. 10) definem que “O projeto das regiões B pode ser efetuado aplicando-se os modelos de treliça.”. Neste caso se torna mais simples, pois os modelos de treliças são clássicos e já amplamente estudados. Os nós de pórticos de concreto armado são regiões do tipo D.

4.2.2 Regiões D

Anterior à formação de fissuras, a análise de esforços nas regiões D pode ser feita através de métodos elásticos, pois a estrutura se encontra no campo elástico de tensões. Porém, as fissuras perturbam este campo de tensões, pois causa reorientação das forças internas da estrutura. Por este motivo que o Método das Bielas e Tirantes é o mais recomendado nesta situação. Este método então é utilizado para o cálculo das solicitações internas. O modelo de bielas e tirantes neste caso consiste em bielas de compressão, tirantes de aço tracionado e seus encontros que correspondem aos nós do modelo. Se as bielas comprimidas são mais estreitas nos extremos do que no centro, pode ocorrer a elas ruptura longitudinal. Para bielas sem reforço transversal, este pode ser o método de falha. Por outro lado, a falha também pode ocorrer se este reforço transversal suporte outras cargas e pode falhar por esmagamento. Outras formas de ruptura de regiões do tipo D são escoamento dos tirantes tracionados, falha

nas barras de ancoragem ou dos encontros entre bielas e tirantes (MACGREGOR; WIGHT, 2005, p. 846, tradução nossa).

4.3 BIELAS

No Método das Bielas e Tirantes, as bielas representam o campo de tensões de compressão do concreto, sendo que as bielas são dispostas de maneira paralela as tensões de compressão. Embora as bielas frequentemente sejam representadas como uniformes, elas geralmente variam de seção ao longo do comprimento, sendo mais espessas no centro. Isto acontece devido ao mesmo comportamento no campo de tensões de compressão do concreto, onde as tensões são estreitas nas extremidades e mais largas no centro. Dessa maneira, as bielas com esta alteração de seção são chamadas de seção garrafa. A propagação das tensões de compressão ocasiona tensões transversais na biela que podem levar a ruptura longitudinal. Para isto se utilizam reforços transversais, que, se corretamente dispostos, façam com que a falha se dê por esmagamento dos reforços (MACGREGOR; WIGHT, 2005, p. 847, tradução nossa).

Segundo Silva e Giongo (2000, p. 17), esta compressão transversal é favorável quando ocorre nas duas direções, como no caso em estruturas confinadas com volume considerável de concreto. Já as tensões de tração transversais, que levam a fissuração no concreto, são extremamente prejudiciais, pois elas podem levar à falha do concreto em tensões abaixo da sua resistência a compressão, por tratar-se de tração.

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 181) define que “As bielas inclinadas devem ter ângulo de inclinação cuja tangente esteja entre 0,57 e 2 em relação ao eixo da armadura longitudinal do elemento estrutural.”. Na mesma norma também são definidos parâmetros para verificar as tensões máximas de compressão nas bielas e nas regiões nodais. Estes estão apresentados nas fórmulas 3, 4 e 5.

$$f_{cd1} = 0,85 \alpha_{v2} f_{cd} \quad (\text{fórmula 3})$$

$$f_{cd2} = 0,60 \alpha_{v2} f_{cd} \quad (\text{fórmula 4})$$

$$f_{cd3} = 0,72 \alpha_{v2} f_{cd} \quad (\text{fórmula 5})$$

Onde:

f_{cd1} = tensão resistente máxima no concreto, em verificações pelo Método das Bielas e Tirantes, em regiões com tensões de compressão transversal ou sem tensões de tração transversal e em nós onde confluem somente bielas de compressão (nós CCC);

f_{cd2} = tensão resistente máxima no concreto, em verificações pelo Método das Bielas e Tirantes, em regiões com tensões de tração transversal e em nós onde confluem dois ou mais tirantes tracionados (nós CTT ou TTT);

f_{cd3} = tensão resistente máxima no concreto, em verificações pelo Método das Bielas e Tirantes, em nós onde conflui um tirante tracionado (nós CCT);

f_{cd} = resistência de cálculo à compressão do concreto, em MPa;

α_{v2} = coeficiente que depende da resistência característica à compressão do concreto.

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 136) define o valor do coeficiente α_{v2} pela fórmula 6.

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (\text{fórmula 6})$$

Onde:

α_{v2} = coeficiente que depende da resistência característica à compressão do concreto;

f_{ck} = resistência característica à compressão do concreto, em MPa.

4.4 TIRANTES

Segundo Silva e Giongo (2000, p. 22-23), os tirantes são a representação teórica das armaduras que serão executadas. As barras das armaduras vão coincidir com o eixo do tirante no modelo, e devem absorver as forças que foram calculadas e estão aplicadas nos tirantes. Neste caso é importante a verificação da ancoragem, pois esta, aliada a um projeto que defina

barras finas distribuídas em mais camadas vão contribuir para a resistência das bielas e ajudar na definição da geometria.

Silva e Giongo (2000, p. 23) ainda salientam alguns casos não muito frequentes:

Eventualmente, em alguns casos podem surgir tirantes de concreto. O equilíbrio em alguns modelos só poderá ser obtido se as forças de tração forem supostas em locais onde, por razões práticas, não se pode colocar armadura. Como exemplo, têm-se ancoragens, trechos de barras dobradas, lajes sem estribos e bielas não-armadas.

A resistência à tração do concreto deve então ser utilizada, enfatizando a possibilidade da ocorrência desse tirante no concreto, apesar de ser difícil desenvolver um critério de projeto adequado.

Simplificadamente, para efeito de utilização nos modelos, pode-se considerar a resistência à tração do concreto para equilíbrio de forças, apenas quando se espera ruptura frágil ou zonas de ruptura local. Nesse caso, mesmo no concreto não-fissurado, solicitações causadas por deformações impostas e microfissuras devem ser consideradas.

MacGregor e Wight (2005, p. 854, tradução nossa) salientam a importância do concreto para os tirantes tracionados. O concreto em torno do tirante de aço aumenta a rigidez axial do tirante aumentando a rigidez na região. Salientam também a importância da ancoragem para os tirantes, que podem falhar se não houver comprimento suficiente. Em regiões tipo D, a ancoragem nos nós é uma parte crítica no dimensionamento.

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 181) define como se calcular a área de aço a ser aplicada em cada tirante, indicado na fórmula 7.

$$A_s = \frac{F_{Sd}}{f_{yd}} \quad (\text{fórmula 7})$$

Onde:

A_s = área de aço, em cm^2 ;

F_{Sd} = valor de cálculo da força de tração determinada no tirante, em kN;

f_{yd} = resistência de projeto ao escoamento do aço, em kN/cm^2 .

4.5 NÓS

Segundo Silva e Giongo (2000, p. 23), “Um nó pode ser definido como um volume de concreto que envolve as interseções das bielas comprimidas, em combinação com forças de ancoragem e/ou forças de compressão externas (ações concentradas ou reações de apoio)”. Não devem ser confundidos com os nós de pórticos de concreto armado, que são objetos de estudo do presente trabalho. Nos modelos de bielas e tirantes, os nós muitas vezes são pontos críticos que precisam ser estudados.

Os nós são uma representação teórica do que ocorre na realidade. No Método das Bielas e Tirantes eles são representados onde há uma mudança abrupta na direção das forças, o que não acontece de fato em estruturas reais. Em estruturas de concreto armado real esta mudança de direção ocorre ao longo de determinado comprimento e não é feito de maneira tão abrupta como nos nós dos modelos de bielas e tirantes (SILVA; GIONGO, 2000, p. 23).

Segundo Silva e Giongo (2000, p. 24), “[...] os nós devem ser dimensionados de tal modo que todas as forças sejam ancoradas e equilibradas de maneira segura. A geometria da região nodal e a disposição da armadura devem ser consistentes com o modelo [...] e com as forças aplicadas.”.

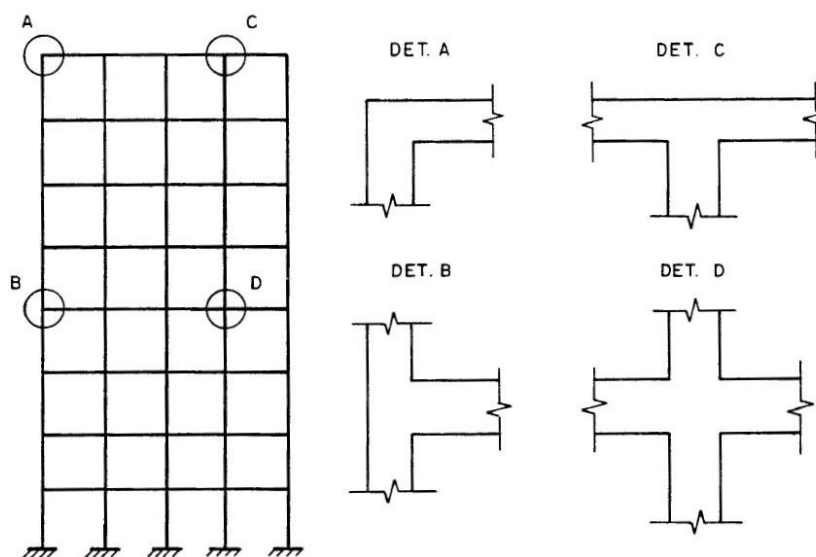
5 PÓRTICO A SER ESTUDADO

Neste capítulo será apresentado o pórtico para o qual será aplicado o Método das Bielas e Tirantes para análise estrutural dos nós. Inicialmente será demonstrado quais os pontos de estudo dentro deste pórtico, para em seguida ser feita a análise das cargas a serem aplicadas.

5.1 PÓRTICO PLANO

Silva e Giongo (2000, p. 126) indicam que, em um pórtico plano, existem quatro principais formas de encontro entre vigas e pilares. A figura 5 mostra quais são esses tipos e como eles são detalhados.

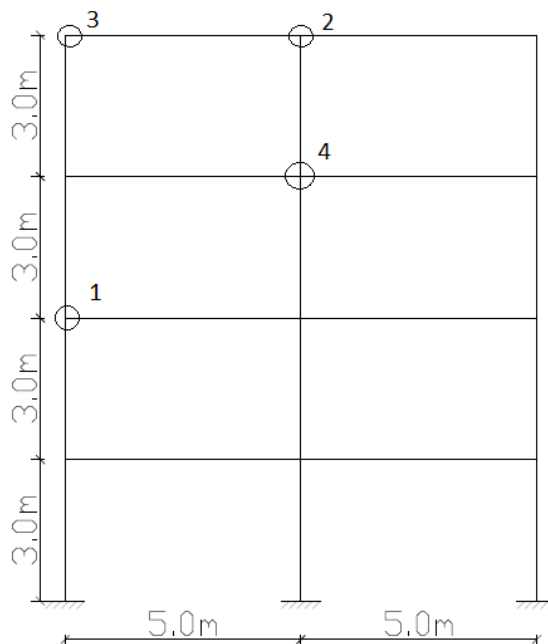
Figura 5 – Tipos de nós em um pórtico plano



(fonte: adaptado de SILVA; GIONGO, 2000, p. 126)

Com o objetivo de aplicar o Método das Bielas e Tirantes a estes tipos de nós, foi desenvolvido um modelo semelhante, com uma edificação de três pavimentos. Será utilizado o programa FTOOL para se obter os esforços e se fazer o dimensionamento da estrutura. A figura 6 ilustra o pórtico da edificação em estudo. Os nós estudados são os indicados com os números 1, 2, 3 e 4.

Figura 6 – Pórtico em estudo



(fonte: elaborada pelo autor)

5.2 ANÁLISE DE CARGAS E MATERIAIS

Os materiais utilizados serão concreto com resistência característica à compressão de 35 MPa e aço com resistência característica ao escoamento de 500 MPa. Os coeficientes de segurança serão os presentes na NBR 6118:2014, sendo utilizado o γ_s igual a 1,15 e o γ_c igual a 1,40. Para uma análise inicial, as vigas e os pilares foram considerados como sendo de seção 20 cm x 50 cm.

A laje foi considerada retangular com 10 cm de espessura e lados 5 m x 5 m. A tabela 1 mostra como foi feito o cálculo das cargas para as lajes, considerando todos os carregamentos recomendados pela norma NBR 6118:2014. Cabe ressaltar que todos os carregamentos na estrutura, desde o peso próprio, cargas acidentais e vento foram obtidos de forma simplificada e aproximada, com o objetivo de aplicar o Método das Bielas e Tirantes aos nós em carregamento e solicitações próximos aos reais.

Tabela 1 – Cargas nas lajes

LAJE	
	Carga (kN/m ²)
Peso próprio - 0,10mx25kN/m ³	2,5
Piso	1,0
Impermeabilização	2,0
Reboco	0,2
Forro	0,5
Carga variável (q)	3,0
Total	9,2

(fonte: elaborado pelo autor)

Da mesma forma, a carga distribuída nas vigas foi calculada conforme recomendações normativas, e os resultados estão apresentados na tabela 2.

Tabela 2 – Carga distribuída nas vigas

VIGA	
	Carga (kN/m)
Peso próprio - 0,50mx0,20mx25kN/m ³	2,5
Alvenaria - 3mx0,20mx13kN/m ³	7,8
Total	10,3

(fonte: elaborado pelo autor)

Desta forma, considerando simplificada que a laje de 25 m² descarrega igualmente em 4 vigas, somando-se as cargas calculadas às vigas e aplicando os coeficientes de segurança definidos em norma, o pórtico em estudo fica com uma carga distribuída de 30 kN/m. O próximo passo então é aplicar cargas horizontais devidas ao vento, para desta forma tornar as solicitações na estrutura ainda mais próximas a realidade. Para isto, a NBR 6123:1988 apresenta os procedimentos para o cálculo das forças devidas ao vento nas edificações. De forma geral, essas forças podem ser calculadas pela fórmula 8 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 5):

$$F = C \cdot q \cdot A \quad (\text{fórmula 8})$$

Onde:

F = força de arrasto, em N;

C = coeficiente de arrasto;

q = pressão dinâmica do vento, em Pa;

A = área de referência, em m².

Para simplificar os cálculos, visto que o objetivo principal do trabalho é a aplicação do Método das Bielas e Tirantes, o vento foi calculado em uma só direção. Considerando que a possível edificação seria de planta baixa quadrada, ou seja, o vento incidiria na fachada em uma área com 10 m de lado e 12 m de altura, as forças obtidas são apresentadas na tabela 3. O procedimento para cálculo das forças devidas ao vento foi feito utilizando todos os critérios presentes na NBR 6123:1988 e está apresentado no apêndice A.

Tabela 3 – Cargas devidas ao vento

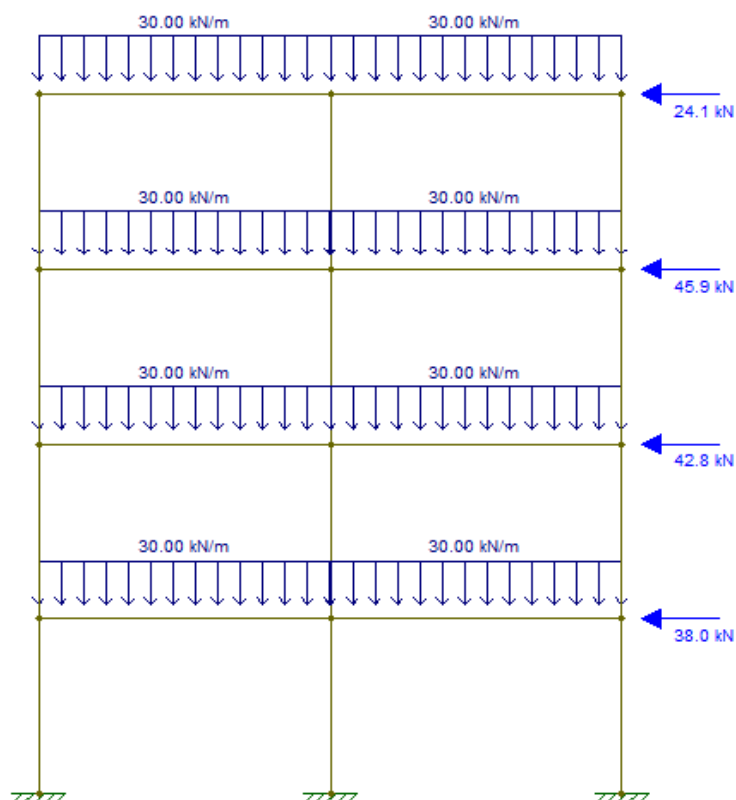
Z (m)	S1(z)	S2(z)	S3	Vk(z) [m/s]	q(z) [N/m ²]	A(z) [m ²]	F(z) [kN]
12	1	1,016	1	46,72	1337,9	15	24,08
9	1	0,991	1	45,59	1274,1	30	45,87
6	1	0,958	1	44,05	1189,2	30	42,81
3	1	0,903	1	41,53	1057,0	30	38,05

(fonte: elaborado pelo autor)

5.3 PÓRTICO RESULTANTE

Todos estes carregamentos foram aplicados ao pórtico no programa FTOOL. Da mesma forma, as propriedades dos materiais e as dimensões de vigas e pilares também foram inseridas. O pórtico resultante é mostrado na figura 7.

Figura 7 – Pórtico resultante com carregamento



(fonte: elaborada pelo autor)

Para se fazer o estudo dos nós 1 a 4, foram obtidos os diagramas de momento fletor, esforço corte e esforço normal em todo o pórtico. Estes diagramas estão apresentados de forma detalhada no apêndice B, juntamente com a representação da deformada da estrutura.

6 BIELAS E TIRANTES

Neste capítulo será aplicado o Método das Bielas e Tirantes em nós de pórticos de concreto armado, objetivo principal deste trabalho. Estes modelos serão aplicados ao programa CAST para poder ser feita a análise final dos resultados. A comparação com métodos numéricos ou experimentais será feita sempre que for obtida na literatura resultados para os nós estudados.

6.1 PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA UTILIZADOS

Como já foi dito, o concreto utilizado será o C35 e aço CA-50. Desta a forma, as resistências de cálculo, utilizando coeficientes de segurança já indicados, acabam sendo f_{cd} de 2,5 kN/cm² para o concreto e f_{yd} de 43,48 kN/cm² para o aço. Utilizando as fórmulas 3, 4 e 5 foram obtidos os valores de referência para verificação das tensões de compressão máximas nas bielas e regiões nodais:

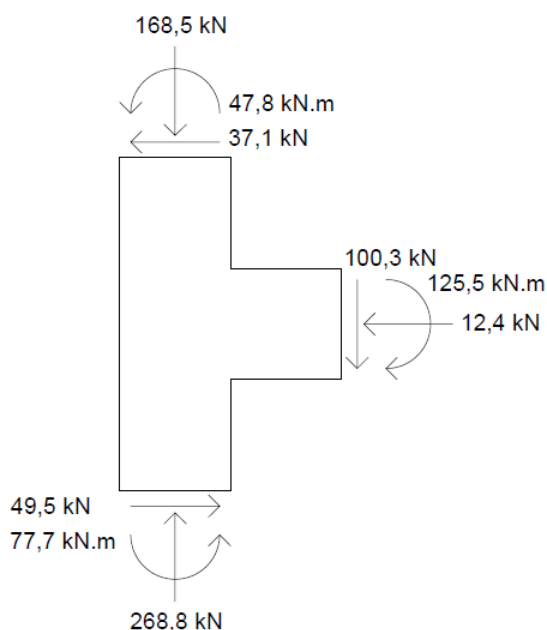
- a) $f_{cd1} = 1,83$ kN/cm²;
- b) $f_{cd2} = 1,29$ kN/cm²;
- c) $f_{cd3} = 1,55$ kN/cm².

A análise agora será feita em todos os nós numerados na figura 6. O procedimento será o mesmo em todos os casos. Serão utilizados os diagramas de solicitações do programa FTOOL para verificar como o nó em estudo está solicitado. Estas solicitações serão transformadas em forças nos modelos de bielas e tirantes escolhidos na literatura para se fazer o dimensionamento. Este modelo então será aplicado ao programa CAST, onde serão obtidas as forças atuantes em cada biela e em cada tirante. A partir disso, as armaduras serão dimensionadas através das tensões atuantes nos tirantes e utilizando a fórmula 7. As bielas e os nós serão verificados utilizando resultados do programa CAST e comparando com as tensões limites já calculadas. Em torno dos nós existirá um volume de concreto, designado como zona nodal, onde é verificada a resistência necessária para a transmissão das forças entre as bielas e os tirantes, por isso os nós também serão verificados pelo programa CAST.

6.2 ANÁLISE DO NÓ 1

Iniciando a análise dos esforços no nó 1 (chamado ligação viga intermediária-pilar extremo), primeiramente foi feita a verificação das solicitações no programa FTOOL. Foram obtidos para cada uma das três seções do nó 1 os valores de momento fletor, esforço cortante e esforço normal, através de seus respectivos diagramas. A figura 8 mostra o estes valores.

Figura 8 – Solicitações no nó 1

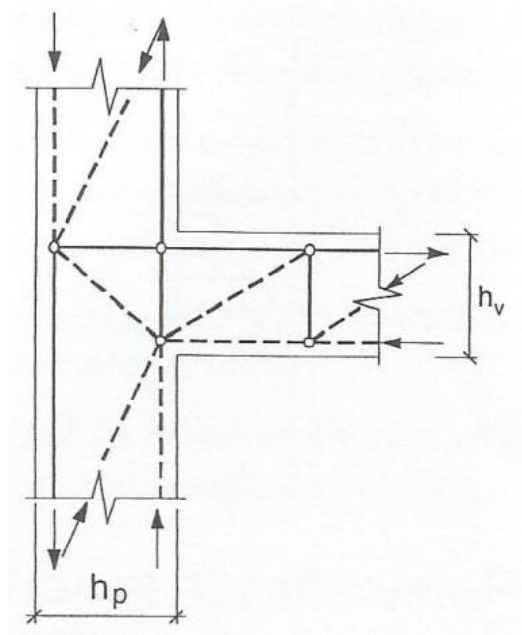


(fonte: elaborada pelo autor)

6.2.1 Modelo de belas e tirantes

O modelo de belas e tirantes utilizado para dimensionamento deste nó está apresentado na figura 9. Trata-se de uma idealização clássica de treliça no interior do nó.

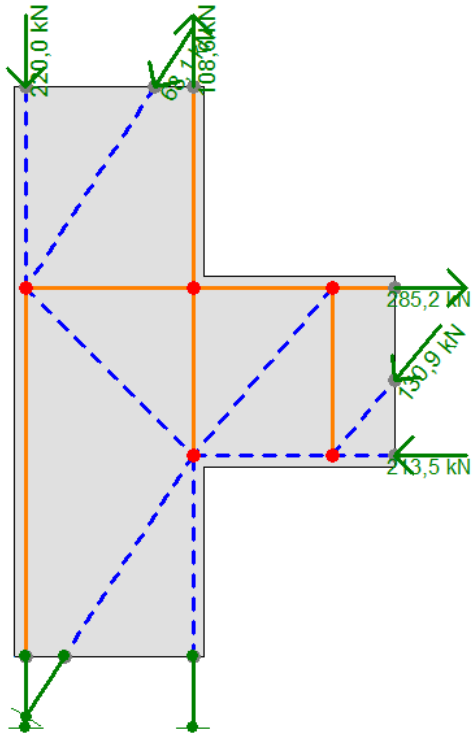
Figura 9 – Modelo de bielas e tirantes aplicado ao nó 1



(fonte: adaptado de SILVA; GIONGO, 2000, p. 139)

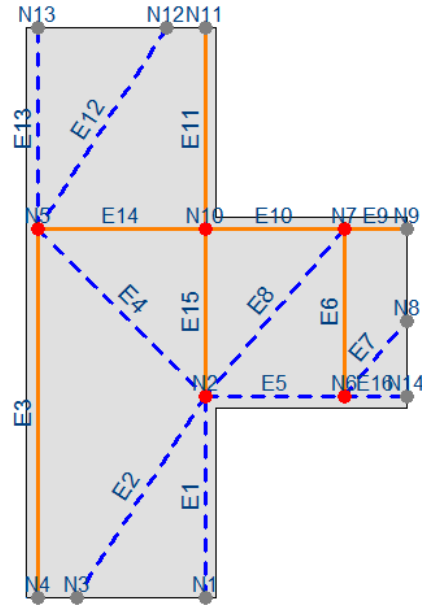
O próximo passo então foi transformar as solicitações obtidas pelo FTOOL em forças nas direções indicadas na figura 9. Isto foi obtido a partir de simples equilíbrio de forças e momentos nas seções solicitadas. Com estas forças calculadas, foi feita a modelagem no programa CAST, apenas levando valores de dimensões e forças já calculadas ao programa de bielas e tirantes. O modelo é apresentado nas figuras 10 e 11, onde é possível observar como resultou o carregamento e como as barras e os nós foram numerados.

Figura 10 – Modelo e forças nó 1



(fonte: elaborada pelo autor)

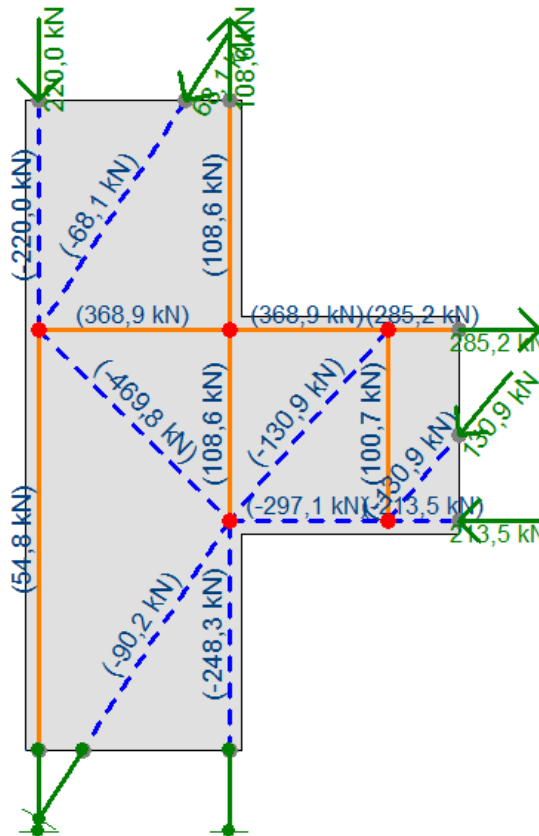
Figura 11 – Numeração nós e barras nó 1



(fonte: elaborada pelo autor)

Cabe ressaltar que no pilar inferior, para fins de modelagem no programa, todas as barras foram consideradas apoio e não foram carregadas. O carregamento resultante se provou equivalente às solicitações obtidas no FTOOL. Com essas forças, o programa foi rodado, e resultou em forças de tração nos tirantes e de compressão nas bielas. Estes valores serão utilizados para dimensionamento da região. A figura 12 indica como ficaram carregadas as barras do modelo.

Figura 12 – Esforços nas barras do nó 1



(fonte: elaborada pelo autor)

Muitas conclusões podem ser tomadas a partir destes esforços. Ocorre claramente, como já dito por diversos autores na pesquisa bibliográfica, uma inversão na direção dos esforços, o que fica bem claro ao se analisar o pilar. A compressão oriunda dos andares superiores é transmitida pela face externa esquerda do pilar superior à viga. Uma única biela diagonal comprimida equilibra os esforços de compressão carregados pelo concreto e transmite até a face interna direita do pilar inferior à viga. Desta forma, o pilar superior está tracionado do lado direito e o pilar inferior está tracionado do lado esquerdo. Na viga ocorre o esperado, nos apoios o momento é negativo e, portanto, a tração acontece nas fibras superiores da peça.

O Método das Bielas e Tirantes então, para a próxima etapa, consiste em fazer o dimensionamento das armaduras, utilizando a fórmula 7, de maneira a absorver as tensões de tração desenvolvidas nos tirantes. A tabela 4 mostra o resultado deste dimensionamento.

Tabela 4 – Armaduras nó 1

Barra	Esforço (kN)	As (cm ²)	Armadura
3	54,80	1,26	2 ϕ 10
6	100,70	2,32	3 ϕ 10
9	285,20	6,56	4 ϕ 16
10	368,90	8,48	5 ϕ 16
11	108,60	2,50	4 ϕ 10
14	368,90	8,48	5 ϕ 16
15	108,60	2,50	4 ϕ 10

(fonte: elaborado pelo autor)

A verificação das bielas comprimidas e dos nós é feita considerando os limites f_{cd1} , f_{cd2} e f_{cd3} já calculados. A seção transversal das bielas deve ser calculada considerando a área de concreto disponível. Analisando o nó em estudo, onde a região D possui 50 cm de lado e 20 cm de profundidade, foi considerado para a biela seção de 10 cm por 20 cm. O valor de 10 cm foi obtido através de uma análise crítica da região estudada. Adotando-se um cobrimento de 5 cm para as bielas e os tirantes e adotando estas barras como eixo central, o limite superior possível a se considerar é de 10 cm para bielas. No caso da necessidade de aumentar este valor, a região da biela deve ser estudada com mais cuidado. A tabela 5 mostra a verificação das bielas.

Tabela 5 – Bielas nó 1

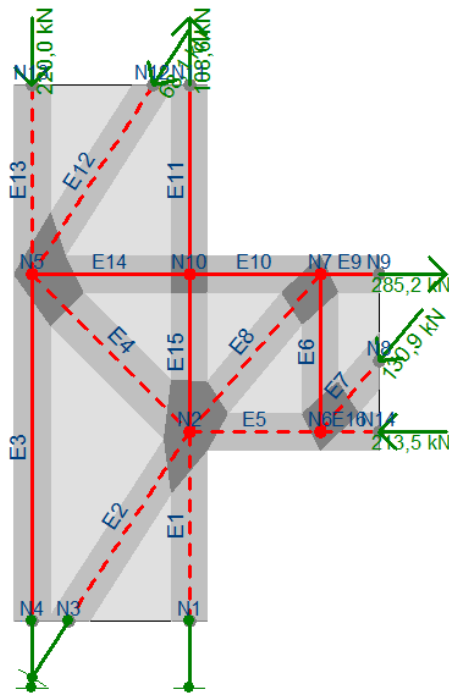
Barra	Esforço (kN)	Espessura (cm)	Tensão (kN/cm ²)	Tensão resistente máxima (kN/cm ²)	Verificação
1	248,30	10,00	1,24	1,83	OK
2	90,20	10,00	0,45	1,83	OK
4	469,80	13,00	1,81	1,83	OK
5	297,10	10,00	1,49	1,83	OK
7	130,90	10,00	0,65	1,83	OK
8	130,90	10,00	0,65	1,83	OK
12	69,10	10,00	0,35	1,83	OK
13	220,00	10,00	1,10	1,83	OK
16	213,50	10,00	1,07	1,83	OK

(fonte: elaborado pelo autor)

Os resultados mostram que, na maioria dos casos, a tensão atuante está bem abaixo da resistente, portanto não haveria problemas com o esmagamento do concreto nas bielas. O caso mais crítico se dá na tensão de compressão diagonal no interior do nó, que ocorre na biela. Neste caso, considerando apenas 10 cm de largura da biela a tensão atuante se tornaria mais

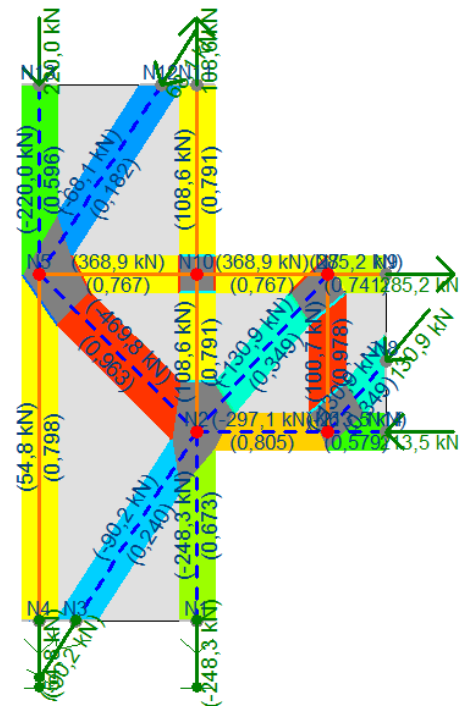
alta que a resistente. Fazendo uma análise crítica desta região, observou-se que a largura poderia ser aumentada, pois naquela região existe maior espaço de concreto disponível. As figuras 13 e 14 mostram como as espessuras das bielas e dos tirantes são posicionadas na região do nó e como ficam distribuídas as tensões, baseadas nas espessuras calculadas.

Figura 13 – Espessuras nó 1



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 14 – Tensões nó 1

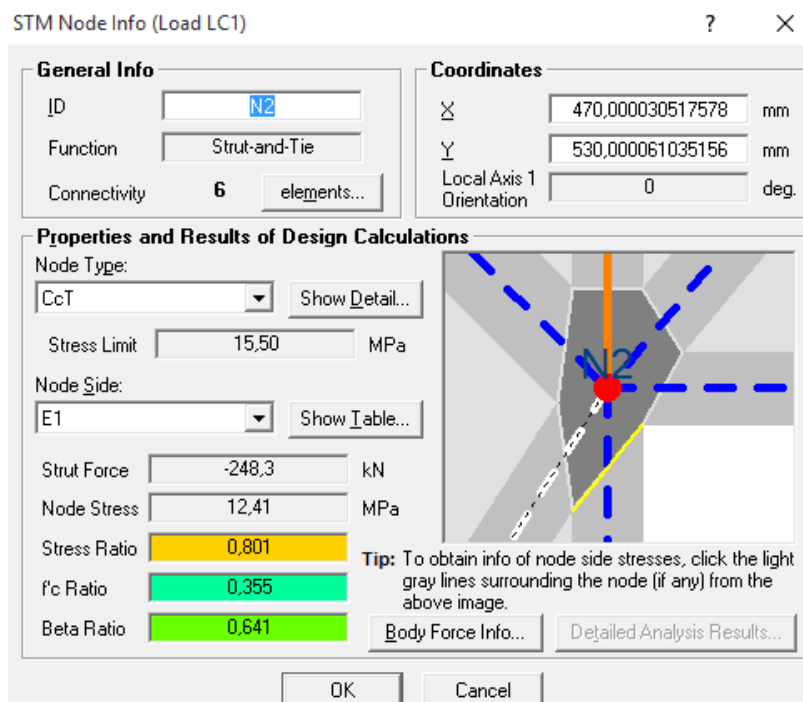


(fonte: elaborada pelo autor)

O programa CAST é baseado em normas europeias de concreto armado. Por isso, os coeficientes de segurança no programa foram todos alterados para aplicar os mesmos limites de tensão que o modelo de bielas e tirantes deve ter para atender a NBR 6118:2014. Para verificação dos nós foram utilizados apenas os resultados fornecidos pelo programa, diante da praticidade, pois cálculos manuais envolveriam muitas fórmulas e dificuldades adicionais, o que não é o objetivo do trabalho. A escala de cores apresentada na figura 14 é utilizada pelo programa CAST, e indica o quanto a barra (biela ou tirante) está solicitada com relação ao seu limite de tensão. As cores variam de azul (pouco solicitada) até vermelho (barra muito próxima ao seu limite de tensão). As cores acabam sendo redundantes com as porcentagens entre parênteses, ou seja, aquele número indica qual a porcentagem da tensão para a qual a barra está solicitada com relação ao seu limite de tensão. Quando este número é igual a um, significa que a tensão atuante é igual a tensão resistente. Os nós foram divididos conforme

seus tipos e para cada um deles foi aplicado o limite correto de resistência. Todos passaram na verificação. A figura 15 exemplifica, para o nó N2, como o programa CAST exhibe os resultados.

Figura 15 – Verificação de nós para o nó 1



(fonte: elaborada pelo autor)

Observa-se que o nó N2 é um nó tipo CCT, onde conflui um tirante tracionado, conforme definições na página 31. Para este caso, a tensão máxima permitida é a tensão f_{cd3} , cujo valor é de 1,55 kN/cm². Para os demais nós foram feitas as mesmas verificações.

Especificamente para este tipo de nó foi possível fazer uma comparação com resultados experimentais existentes na bibliografia. Bakir e Boduroglu também estudaram os nós de pórticos de concreto armado através de ensaios de laboratório. A partir disso, uma nova equação para prever a resistência de nós de pórticos externos carregados foi desenvolvida. No estudo destes autores, a influência de diversas variáveis no comportamento de ligações vigapilar foi testada utilizando resultados de estudos sobre uma base de dados paramétricos compilados experimentalmente a partir de um grande número de testes. Bakir e Boduroglu (2002, p. 1112) conseguiram definir o resultado de sua pesquisa em uma formulação numérica, que é apresentada na fórmula 9.

$$V_j = \frac{0,71 \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \left(100 \cdot \frac{A_{sb}}{b_b \cdot d_b}\right)^{0,4289} \cdot \left(\frac{b_c + b_b}{2}\right) \cdot h_c \cdot \sqrt{f_c}}{\left(\frac{h_b}{h_c}\right)^{0,61}} + \alpha \cdot A_{sje} \cdot f_y \quad (\text{fórmula 9})$$

Onde:

V_j = esforço cortante resistente do nó, em N;

β = coeficiente que depende da armadura utilizada no nó;

γ = coeficiente que depende da inclinação das barras;

A_{sb} = área de aço na viga, em mm²;

b_b = largura da viga, em mm;

d_b = altura efetiva da viga, em mm;

b_c = menor dimensão da seção do pilar no nó, em mm;

h_c = maior dimensão da seção do pilar no nó, em mm;

f_{ck} = resistência característica à compressão do concreto, em MPa;

α' = coeficiente que depende da taxa de estribos no nó;

A_{sje} = área de armadura de estribos, em mm²;

f_{yk} = resistência característica ao escoamento do aço, em MPa;

h_b = altura da viga, em mm.

Bakir e Boduroglu (2002, p. 1105, tradução nossa) definem que sua equação de projeto tem três diferenças em relação às equações anteriormente propostas. Em primeiro lugar, a equação considera a influência da taxa de armadura longitudinal da viga, o que não foi levada em conta nas equações anteriormente sugeridas. Em segundo lugar, como a influência deste parâmetro é considerada, uma estimativa mais realista da influência da relação das proporções das peças ligadas ao nó é obtida. Em terceiro lugar, a influência dos estribos é considerada de maneira diferente para nós com baixa, média e alta taxa de estribos, de uma forma que não foi considerado nas equações anteriormente sugeridas. Os resultados mostraram que a equação proposta prevê a força resistente em nós de pórticos de concreto armado de maneira mais precisa e com pequena variação, sendo mais precisa que equação propostas anteriormente.

Bakir e Boduroglu (2002, p. 1112) definem o coeficiente α como sendo:

- a) $\alpha = 0,664$ para nós com baixa taxa de estribos;

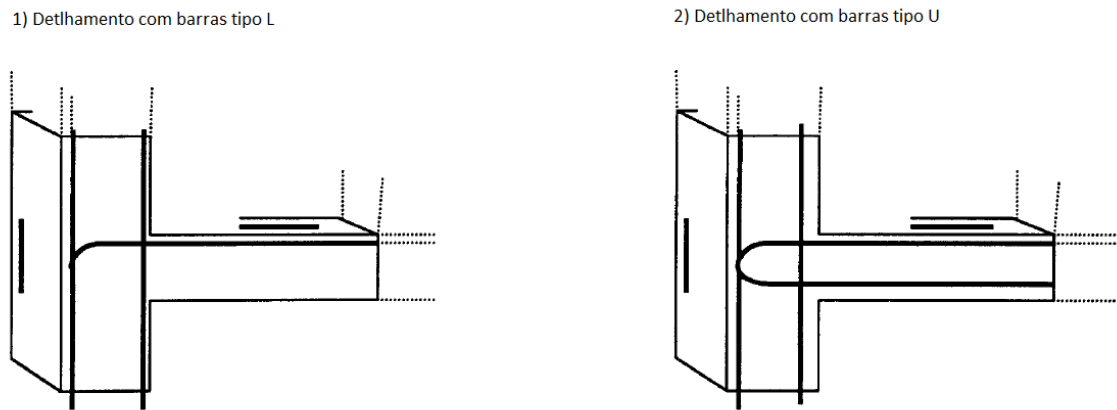
- b) $\alpha = 0,6$ para nós com média taxa de estribos;
- c) $\alpha = 0,37$ para nós com alta de estribos.

Da mesma forma, os mesmos autores define o coeficiente β , que leva em conta o tipo de armadura utilizada no nó, como sendo:

- a) $\beta = 0,85$ para nós detalhados com barras tipo U;
- b) $\beta = 1$ para nós detalhados com barras tipo L.

Essa diferenciação de tipos de barras utilizadas são mostradas na figura 16.

Figura 16 – Tipos de barras nos nós



(fonte: adaptado de BAKIR; BADUROGLU, 2002, p. 1109)

Bakir e Boduroglu (2002, p. 1112) definem ainda o coeficiente gama, que leva em conta a inclinação das barras utilizadas para armar o nó, como sendo:

- a) $\gamma = 1,37$ para barras inclinadas no nó;
- b) $\gamma = 1$ para todos os outros casos.

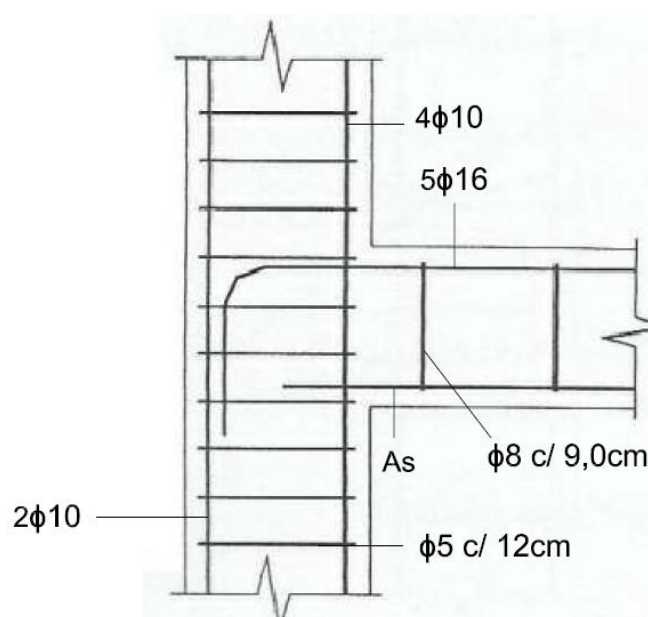
O esforço cortante V_j , como indicado, representa o esforço cortante resistente do nó. Trata-se do esforço cortante para o qual há ruptura do nó, na interface entre a viga e o pilar. Trazendo para o caso em estudo no presente trabalho, este valor seria equivalente ao esforço atuante no tirante 14, cuja força de tração calculada pelo Método das Bielas e Tirantes e através do programa CAST foi de 368,9 kN, o que necessitaria de uma área de armadura de 8,48 cm². Aplicando esta fórmula para o caso em estudo, é obtido o valor de 402,9 kN, resultando numa área de armadura de 9,26 cm². Os resultados deram diferentes, mas muito próximos.

6.2.2 Arranjo de armaduras

Aplicando o dimensionamento apresentado na tabela 4, o arranjo de armaduras indicado para este modelo de bielas e tirantes é apresentado na figura 17. Em todos os casos, para o dimensionamento dos estribos nos pilares, foi necessária a utilização de recomendações normativas. A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 151) prescreve que: “O diâmetro dos estribos em pilares não pode ser inferior a 5 mm nem a 1/4 do diâmetro da barra isolada ou do diâmetro equivalente do feixe que constitui a armadura longitudinal.”. Segunda a mesma norma, o espaçamento entre os estribos deve ser igual ou inferior ao menor dos seguintes valores:

- 200 mm;
- menor dimensão da seção;
- 24ϕ para CA-25, 12ϕ para CA-50, sendo ϕ o diâmetro da armadura longitudinal.

Figura 17 – Arranjo de armaduras para o nó 1



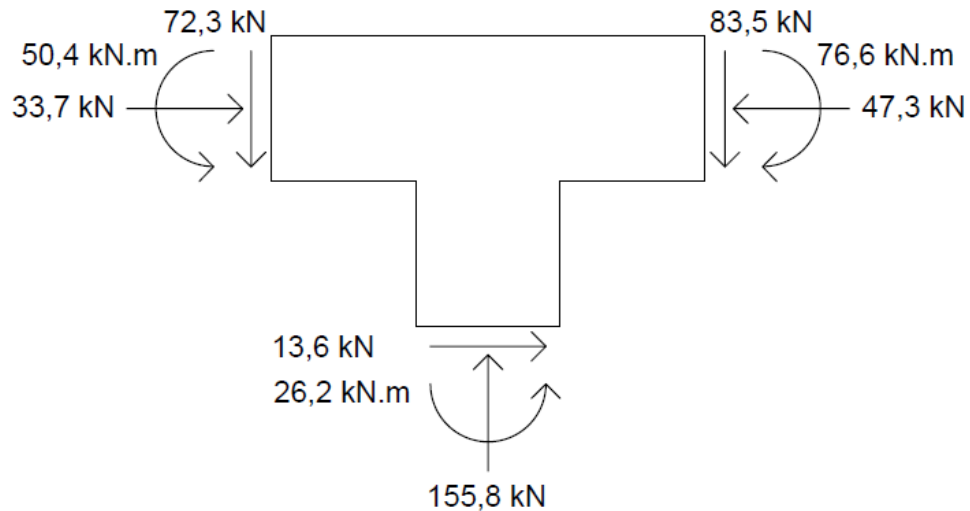
(fonte: adaptado de SILVA; GIONGO, 2000, p. 139)

6.3 ANÁLISE DO NÓ 2

O próximo nó estudado é o de número 2, chamado ligação viga de cobertura-pilar intermediário. As solicitações obtidas no programa FTOOL são apresentadas na figura 18. Da

mesma forma que para o caso anterior, foram obtidos os valores de esforço normal, esforço cortante e momento fletor.

Figura 18 – Solicitações no nó 2

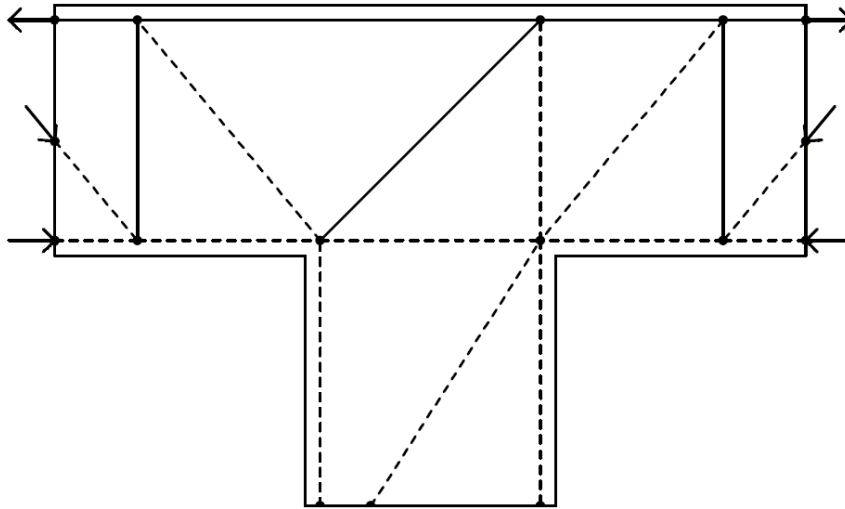


(fonte: elaborada pelo autor)

6.3.1 Modelo de bielas e tirantes

O modelo de bielas e tirantes utilizado para dimensionamento deste nó está apresentado na figura 19. Neste caso, o modelo clássico da treliça no interior do nó foi obtido através de adaptações de alguns modelos sugeridos pela literatura, pois nestes modelos a treliça era simplificada e não forma triângulos em todas as partes, o que é necessário para o correto funcionamento do programa CAST.

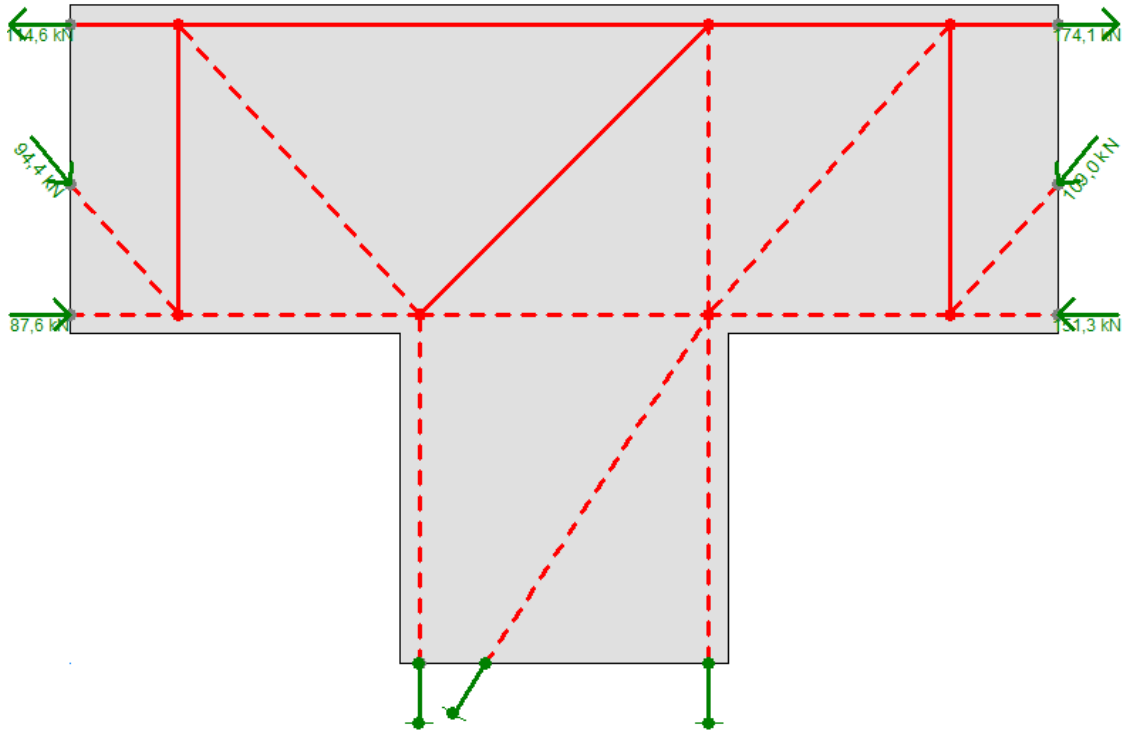
Figura 19 – Modelo de bielas e tirantes aplicado ao nó 2



(fonte: elaborada pelo autor)

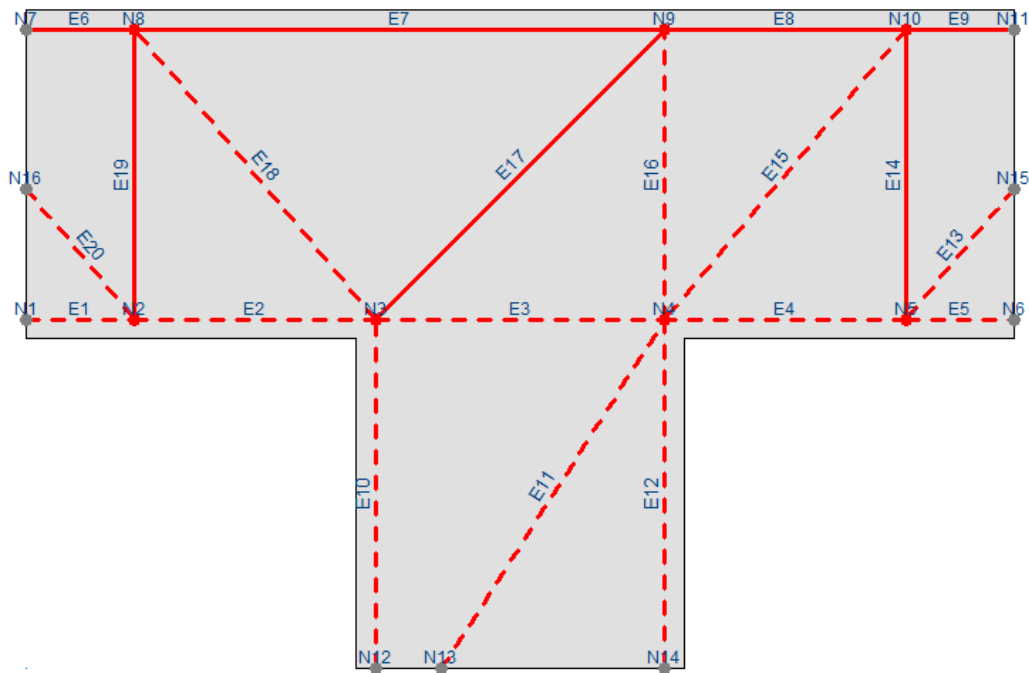
As solicitações obtidas pelo programa FTOOL e indicadas na figura 18 foram então transformadas nas forças indicadas pelo modelo de bielas e tirantes da figura 19. Assim como no caso anterior, isto foi obtido a partir de simples equilíbrio de forças e momentos nas seções solicitadas. Tudo isto então foi modelado no programa CAST, onde é necessário o desenho do contorno, que define a região D em estudo, e o posicionamento das bielas e dos tirantes, além de aplicar as forças indicadas. O modelo é apresentado nas figuras 20 e 21, onde é possível observar como resultou o carregamento e como as barras e os nós foram numerados.

Figura 20 – Modelo e forças nó 2



(fonte: elaborada pelo autor)

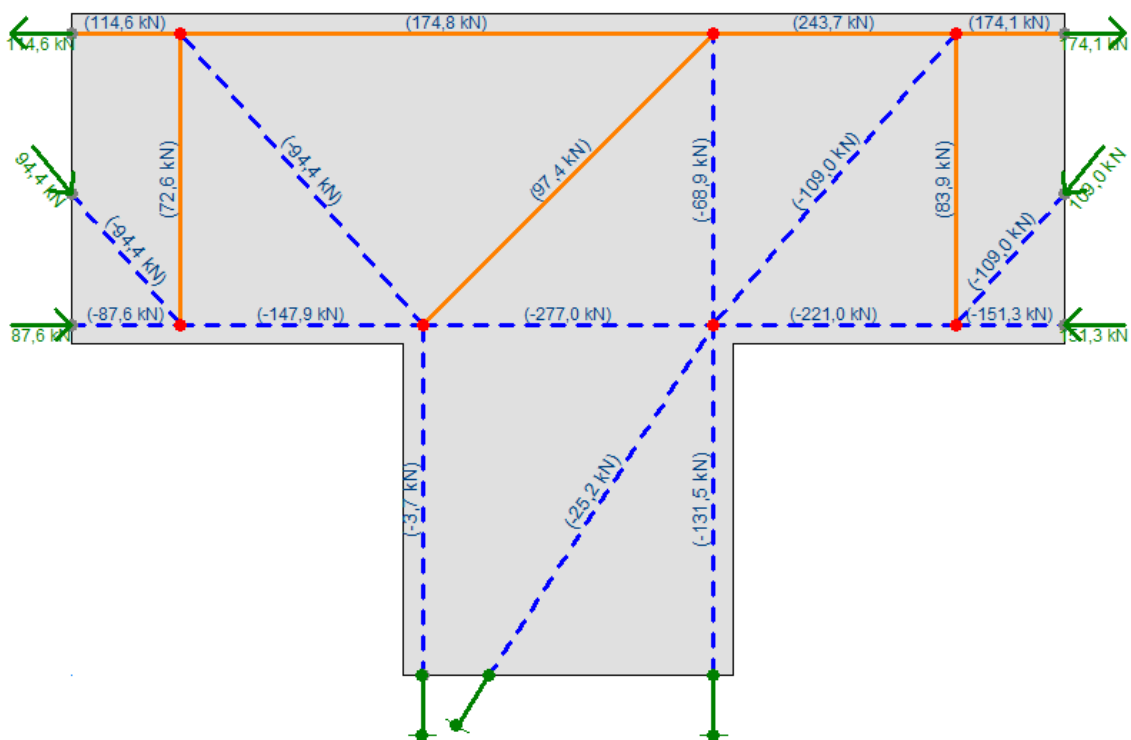
Figura 21 – Numeração nós e barras nó 2



(fonte: elaborada pelo autor)

Assim como no outro caso, as solicitações não foram postas no pilar inferior. Portanto, esta região foi considerada como apoio, para o correto funcionamento do programa. O carregamento resultante se provou equivalente às solicitações obtidas no FTOOL. O próximo passo foi rodar o programa, para que assim pudessem ser obtidas as forças de compressão atuantes nas bielas e as forças de tração atuantes nos tirantes. A figura 22 indica como ficaram carregadas as barras do modelo.

Figura 22 – Esforços nas barras do nó 2



(fonte: elaborada pelo autor)

Diferentemente do nó 1, neste caso as conclusões obtidas são bem mais próximas do que já era esperado. Por tratar-se de um pilar intermediário ligado a uma viga de cobertura, é perfeitamente aceitável que este esteja inteiramente comprimido, como de fato pelo modelo. Para este tipo de nó a literatura apresenta que vários tipos de solicitações podem ser obtidas. Em alguns casos, principalmente quando o momento fletor atuante no topo do pilar é muito alto, são obtidos esforços de tração do lado direito deste pilar. Para o caso estudado, o pilar resultou com apenas esforços de tração. Para as vigas, o resultado também já era esperado: tração nas fibras superiores e compressão nas fibras superiores da seção, devido ao momento

negativo nos apoios. O resultado mais diferenciado talvez seja a presença de uma diagonal tracionada no interior do nó.

O Método das Bielas e Tirantes então, para a próxima etapa, consiste em fazer o dimensionamento das armaduras, utilizando a fórmula 7, de maneira a absorver as tensões de tração desenvolvidas nos tirantes. Para este caso não foram obtidas tensões de tração muito elevadas. A tabela 6 mostra o resultado deste dimensionamento.

Tabela 6 – Armaduras nó 2

Barra	Esforço (kN)	As (cm ²)	Armadura
6	114,60	2,64	4φ10
7	174,80	4,02	6φ10
8	243,70	5,60	5φ12,5
9	174,10	4,00	6φ10
14	83,90	1,93	3φ10
17	97,40	2,24	3φ10
19	72,60	1,67	3φ10

(fonte: elaborado pelo autor)

A verificação das bielas comprimidas e dos nós é feita considerando os limites f_{cd1} , f_{cd2} e f_{cd3} já calculados. A seção transversal das bielas deve ser calculada considerando a área de concreto disponível. Analisando o nó em estudo, onde a região D possui 50 cm de lado e 20 cm de profundidade, foi considerado para a biela seção de 10 cm por 20 cm. A tabela 7 mostra a verificação das bielas.

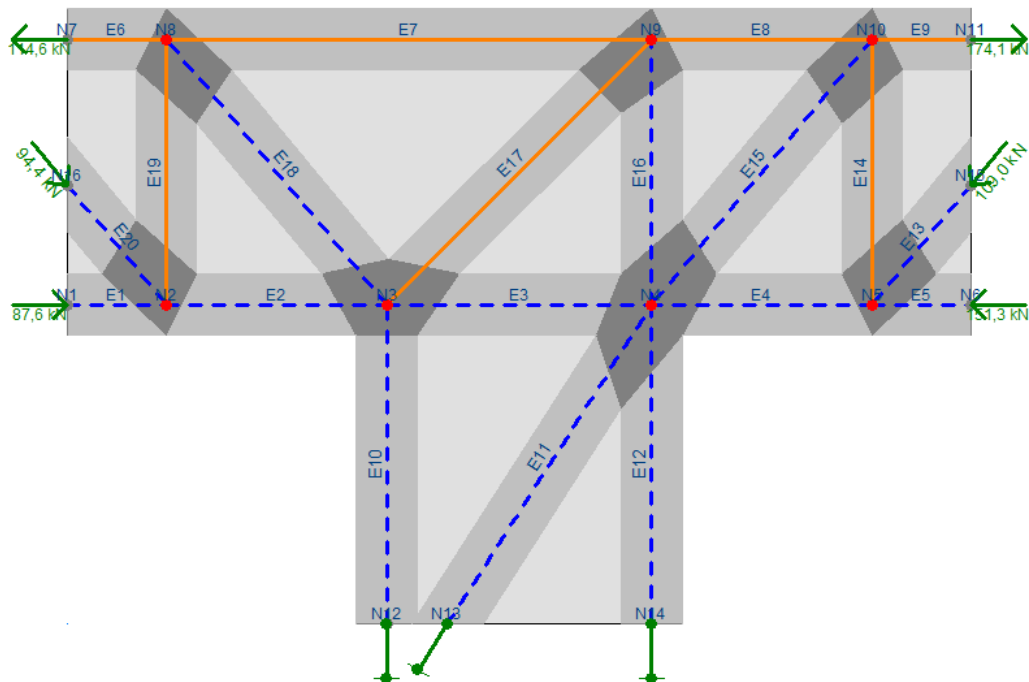
Tabela 7 – Bielas nó 2

Barra	Esforço (kN)	Espessura (cm)	Tensão (kN/cm ²)	Tensão resistente máxima (kN/cm ²)	Verificação
1	87,60	10,00	0,44	1,83	OK
2	147,90	10,00	0,74	1,83	OK
3	277,00	10,00	1,39	1,83	OK
4	221,00	10,00	1,11	5,83	OK
5	151,30	10,00	0,76	7,83	OK
10	3,70	10,00	0,02	1,83	OK
11	25,20	10,00	0,13	1,83	OK
12	131,50	10,00	0,66	2,83	OK
13	109,00	10,00	0,55	6,83	OK
15	109,00	10,00	0,55	4,83	OK
16	68,90	10,00	0,34	3,83	OK
18	94,40	10,00	0,47	1,83	OK
20	94,40	10,00	0,47	1,83	OK

(fonte: elaborado pelo autor)

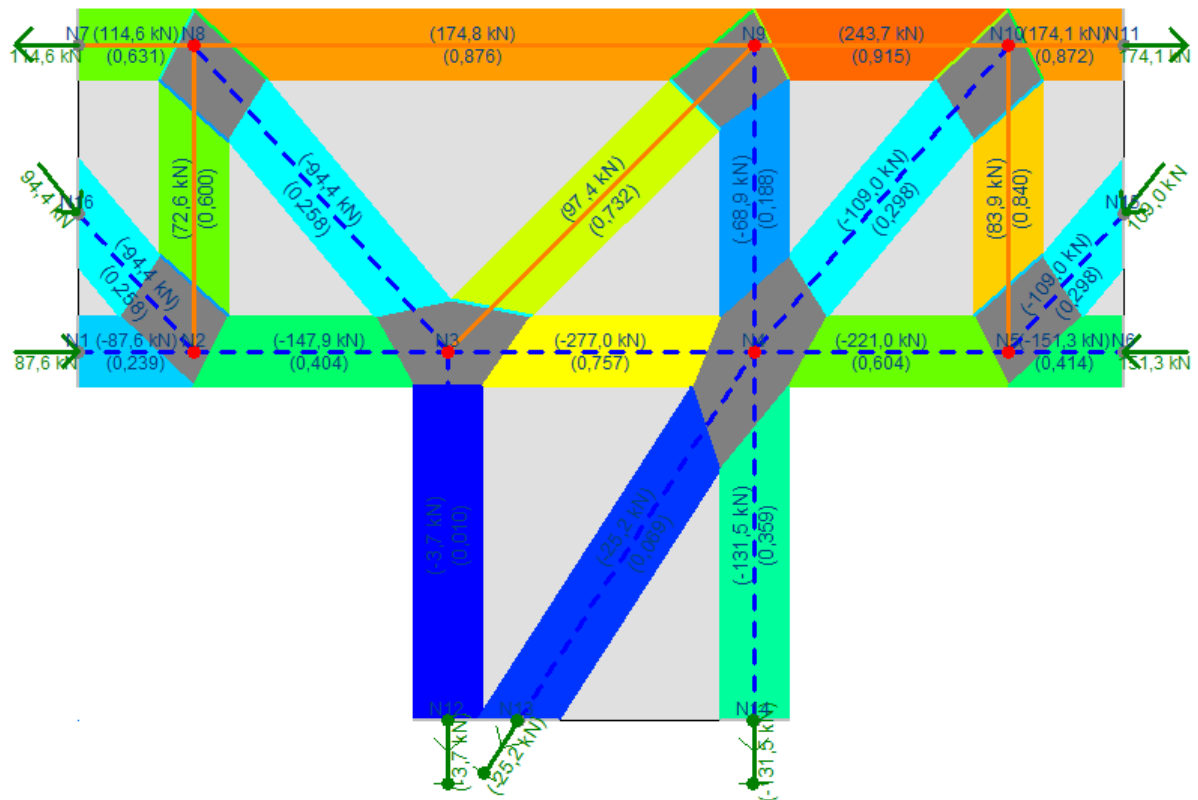
Neste caso, as forças de compressão eram baixas e considerar a espessura das bielas de 10 cm foi o suficiente para passar nas verificações do esmagamento do concreto. Essa espessura foi obtida através de uma análise crítica, considerando quanto de concreto poderia contribuir para suportar estes esforços. As figuras 23 e 24 mostram como as espessuras das bielas e dos tirantes são posicionadas na região do nó e como ficam distribuídas as tensões, baseadas nas espessuras calculadas.

Figura 23 – Espessuras nó 2



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 24 – Tensões nó 2



(fonte: elaborada pelo autor)

Conforme já foi dito, o programa CAST utiliza diferenciação por cores para definir como as tensões atuantes estão com relação às tensões resistentes. Quanto mais próximo do azul, maior a segurança do elemento em questão. Quanto mais próximo do vermelho, mais próxima está a tensão atuante com relação à tensão resistente. O número entre parênteses indica qual a porcentagem da tensão atuante sobre a tensão resistente. Quando este número é 1, significa que as duas tensões estão iguais. Para este caso observa-se que não existem grandes tensões de compressão e por isso as bielas estão todas passando nas verificações. Os tirantes não foram verificados pelo programa. Foi apenas aplicado ao software o dimensionamento apresentado na tabela 6 e impostas as mesmas tensões limites. Desta maneira todos estão com a porcentagem entre parênteses menor ou igual a 1.

Para verificação dos nós, assim como no caso anterior, foi utilizado os resultados do programa. Todos os nós passaram na verificação, o que é exemplificado na figura 25 pelo nó N8.

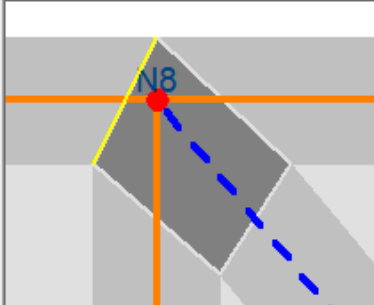
Figura 25 – Verificação de nós para o nó 2

STM Node Info (Load LC1) ? X

General Info		Coordinates	
ID	N8	X	164,630004882813 mm
Function	Strut-and-Tie	Y	970 mm
Connectivity	4 elements...	Local Axis 1 Orientation	0 deg.

Properties and Results of Design Calculations	
Node Type:	CTT <input type="button" value="Show Detail..."/>
Stress Limit	12,91 MPa
Node Side:	E6 <input type="button" value="Show Table..."/>
Tie Force	114,6 kN
Node Stress	5,73 MPa
Stress Ratio	0,444
f'c Ratio	0,164
Beta Ratio	0,444

Tip: To obtain info of node side stresses, click the light gray lines surrounding the node (if any) from the above image.



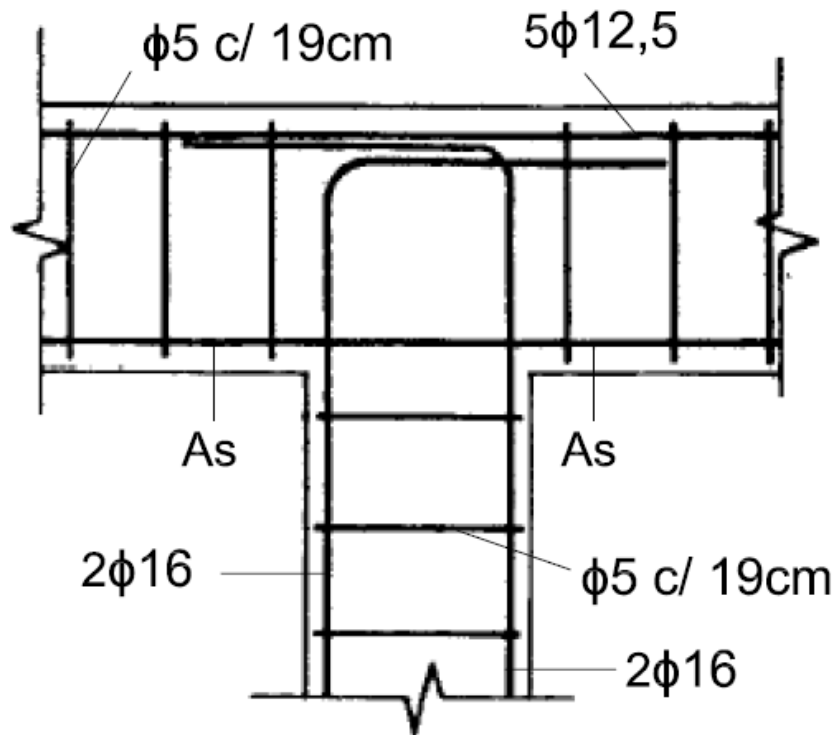
(fonte: elaborada pelo autor)

Observa-se que o nó N8 é um nó tipo CTT, que são nós onde confluem dois ou mais tirantes tracionados. Para este tipo de nó a tensão resistente máxima é o f_{cd2} , que para o caso estudado tem o valor de 1,29 kN/cm². Esta verificação foi feita para todos os nós e todos estavam dentro dos limites estipulados em norma.

6.3.2 Arranjo de armaduras

Aplicando o dimensionamento apresentado na tabela 6, o arranjo de armaduras indicado para este modelo de bielas e tirantes é apresentado na figura 26. Para este caso e para os demais onde o pilar apenas apresenta bielas de compressão, o dimensionamento das armaduras será feito utilizando o programa ProjectPilar, onde se entra com dados da seção, dos materiais e as solicitações obtidas no FTOOL e é possível se obter as armaduras.

Figura 26 – Arranjo de armaduras para o nó 2

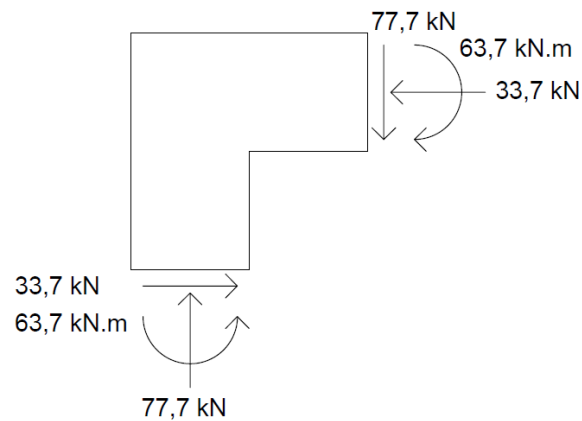


(fonte: adaptado de SILVA; GIONGO, 2000, p. 142)

6.4 ANÁLISE DO NÓ 3

As solicitações obtidas no nó 3 através do programa FTOOL são apresentados na figura 27. Este é chamado nó de ligação viga de cobertura-pilar extremo. Trata-se de um tipo de nó onde existem duas configurações de solicitações bem distintas que pode estar sujeita a região. A primeira delas ocorre quando existe momento fletor tracionando as fibras internas do nó. É uma configuração específica, onde ocorre tração no canto interno do nó. Ocorre principalmente quando a ação do vento no sentido contrário a gravidade é maior que as forças devidas ao peso próprio da estrutura, como em estruturas de posto de gasolina, por exemplo. A outra configuração é a que acontece no pórtico estudado, onde existe um momento fletor tracionando as fibras externas do nó.

Figura 27 – Solicitações no nó 3

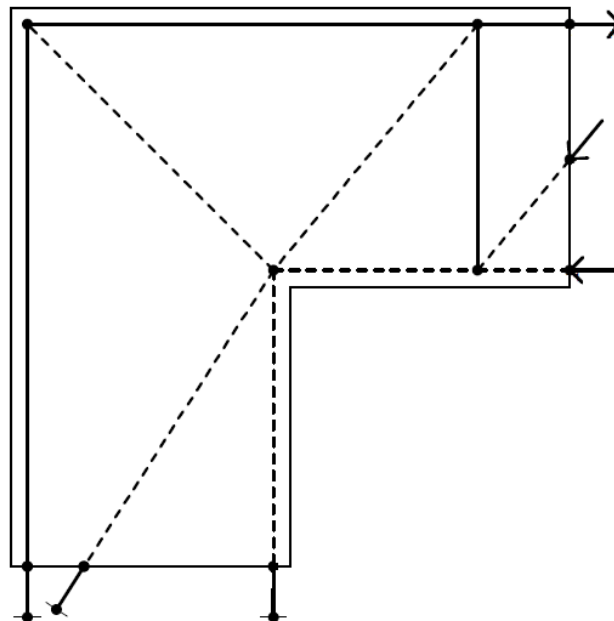


(fonte: elaborada pelo autor)

6.4.1 Modelo de belas e tirantes

O modelo de belas e tirantes utilizado para dimensionamento deste nó está apresentado na figura 28. Trata-se de uma idealização clássica de treliça no interior do nó. Para este caso também ocorreu o fato de ter que ser feita uma adaptação dos modelos existentes na literatura, pois os mesmos não formavam triângulos na treliça, o que é indispensável para que o programa CAST faça a modelagem.

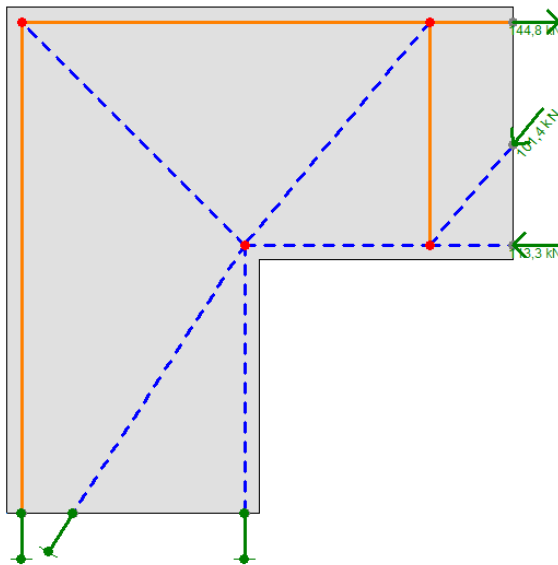
Figura 28 – Modelo de belas e tirantes aplicado ao nó 3



(fonte: elaborada pelo autor)

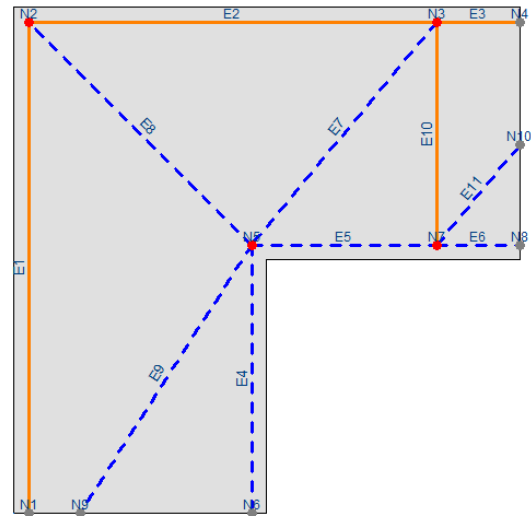
O equilíbrio de forças e momentos foi novamente feito para transformar as solicitações apresentadas na figura 27 em forças para o modelo de bielas e tirantes da figura 28. Tudo isso foi modelado e aplicado no programa CAST. O modelo é apresentado nas figuras 29 e 30, onde é possível observar como resultou o carregamento e como as barras e os nós foram numerados.

Figura 29 – Modelo e forças nó 3



(fonte: elaborada pelo autor)

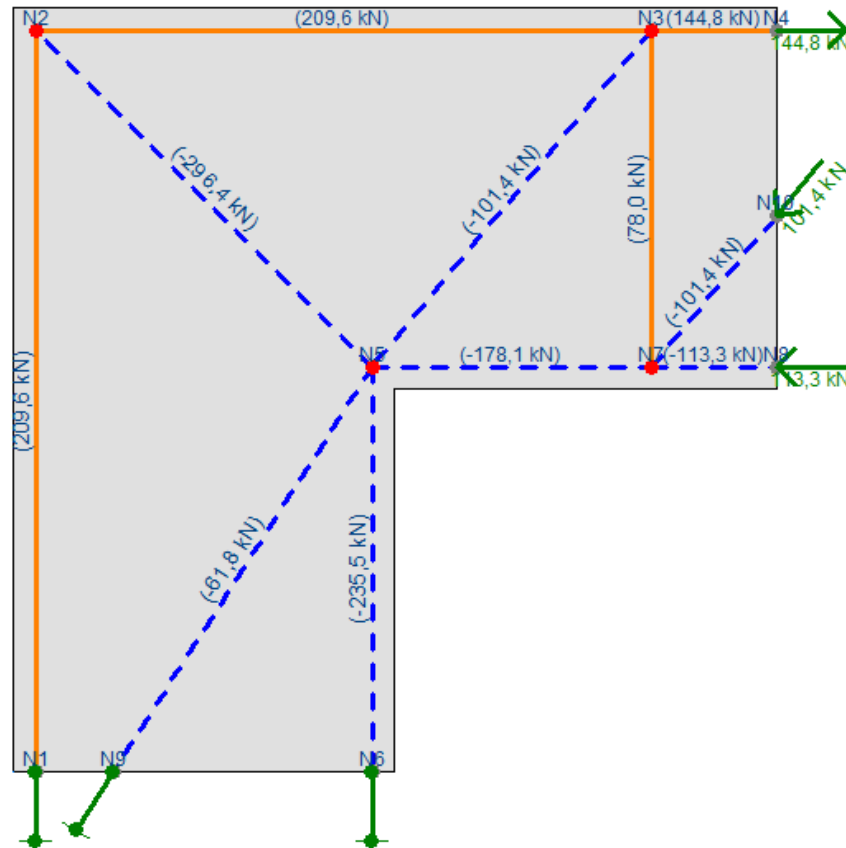
Figura 30 – Numeração nós e barras nó 3



(fonte: elaborada pelo autor)

Mais uma vez o pilar foi considerado como apoio e o carregamento resultante se mostrou equivalente ao que seria caso fosse feito o equilíbrio de forças com as solicitações do FTOOL. Rodando o programa CAST foi obtido os esforços em cada barra. A figura 31 mostra esses resultados.

Figura 31 – Esforços nas barras do nó 3



(fonte: elaborada pelo autor)

Com estes resultados é possível observar o modelo de bielas e tirantes está coerente com a configuração de solicitação a qual este nó foi indexado. Os esforços de tração ocorrem nas fibras externas do encontro, ou seja, o pilar está tracionado do lado externo (esquerdo) e a viga mais uma vez possui suas fibras superiores tracionadas devido ao momento negativo no apoio. Esta configuração ocorre pois trata-se de um edifício “fechado”, onde o vento não provoca esforços significativos de tração nas fundações. Diferente do nó 2, neste caso o interior do nó está submetido a esforços de compressão, o que é mostrado através da força de quase 300 kN a qual está submetida a biela diagonal comprimida no interior do nó.

O Método das Bielas e Tirantes então, para a próxima etapa, consiste em fazer o dimensionamento das armaduras, utilizando a fórmula 7, de maneira a absorver as tensões de tração desenvolvidas nos tirantes. A tabela 8 mostra o resultado deste dimensionamento.

Tabela 8 – Armaduras nó 3

Barra	Esforço (kN)	As (cm ²)	Armadura
1	209,60	4,82	4φ12,5
2	209,60	4,82	4φ12,5
3	144,80	3,33	5φ10
10	78,00	1,79	3φ10

(fonte: elaborado pelo autor)

A verificação das bielas comprimidas e dos nós é feita considerando os limites f_{cd1} , f_{cd2} e f_{cd3} já calculados. As bielas foram consideradas com o mesmo tamanho dos outros casos. Elas possuem 10 cm de lado e profundidade de 20 cm, que é a profundidade da região D em estudo. O resultado da verificação das bielas é apresentado na tabela 9.

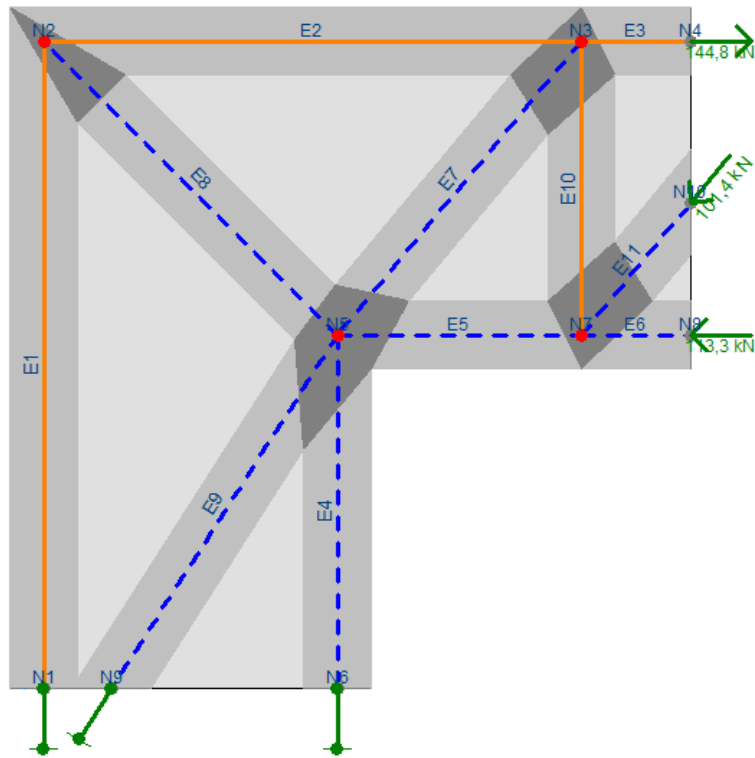
Tabela 9 – Bielas nó 3

Barra	Esforço (kN)	Espessura (cm)	Tensão (kN/cm ²)	Tensão resistente máxima (kN/cm ²)	Verificação
4	235,50	10,00	1,18	1,83	OK
5	178,10	10,00	0,89	1,83	OK
6	113,30	10,00	0,57	1,83	OK
7	101,40	10,00	0,51	1,83	OK
8	296,40	10,00	1,48	1,83	OK
9	61,80	10,00	0,31	1,83	OK
11	101,40	10,00	0,51	1,83	OK

(fonte: elaborado pelo autor)

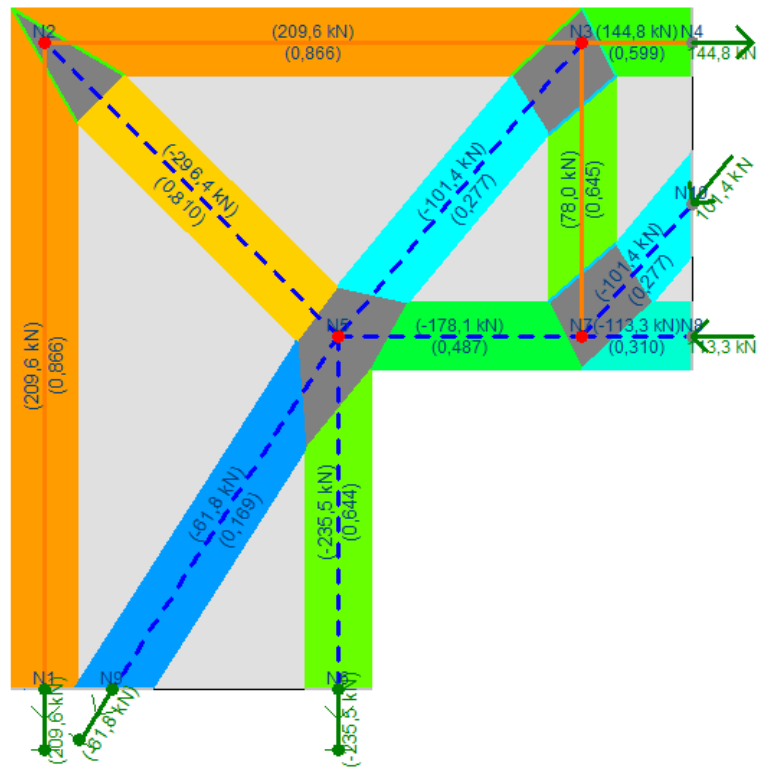
Os resultados mostram que a maior solicitação ocorre no interior deste nó, na biela comprimida diagonal indicada com o número 8. As outras bielas mais solicitadas são, respectivamente, a do lado interno do pilar e a da parte inferior da fôrca. Estas duas últimas foram o canto interno do pilar, e estes valores altos de compressão a qual estão submetidas mostram que os cantos internos vivos são pontos críticos em nós de pórticos de concreto armado. As figuras 32 e 33 mostram como as espessuras das bielas e dos tirantes são posicionadas na região do nó e como ficam distribuídas as tensões, baseadas nas espessuras calculadas.

Figura 32 – Espessuras nó 3



(fonte: elaborada pelo autor)

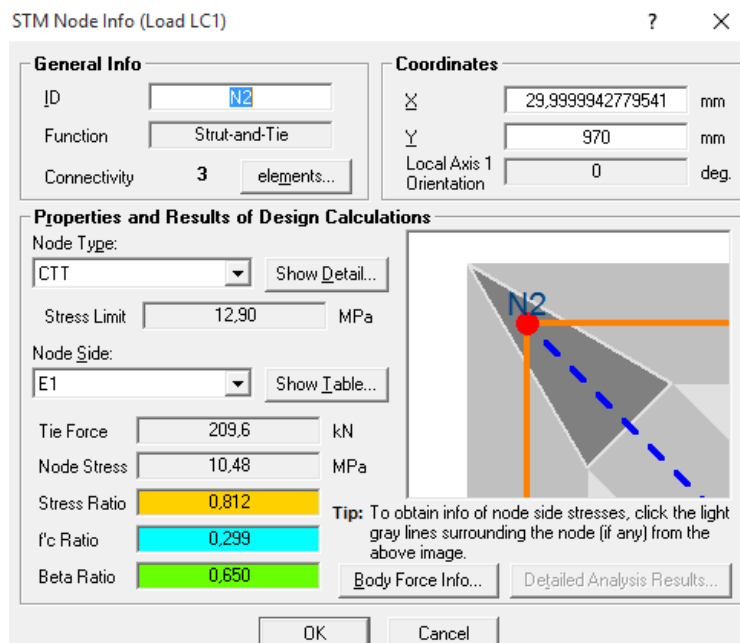
Figura 33 – Tensões nó 3



(fonte: elaborada pelo autor)

Como nos outros casos, o próximo passo foi a verificação dos nós utilizando o programa CAST. Os nós foram divididos conforme seus tipos e para cada um deles foi aplicado o limite correto de resistência. Todos passaram na verificação. A figura 34 exemplifica, para o nó N2, como o programa CAST exhibe os resultados.

Figura 34 – Verificação de nós para o nó 3



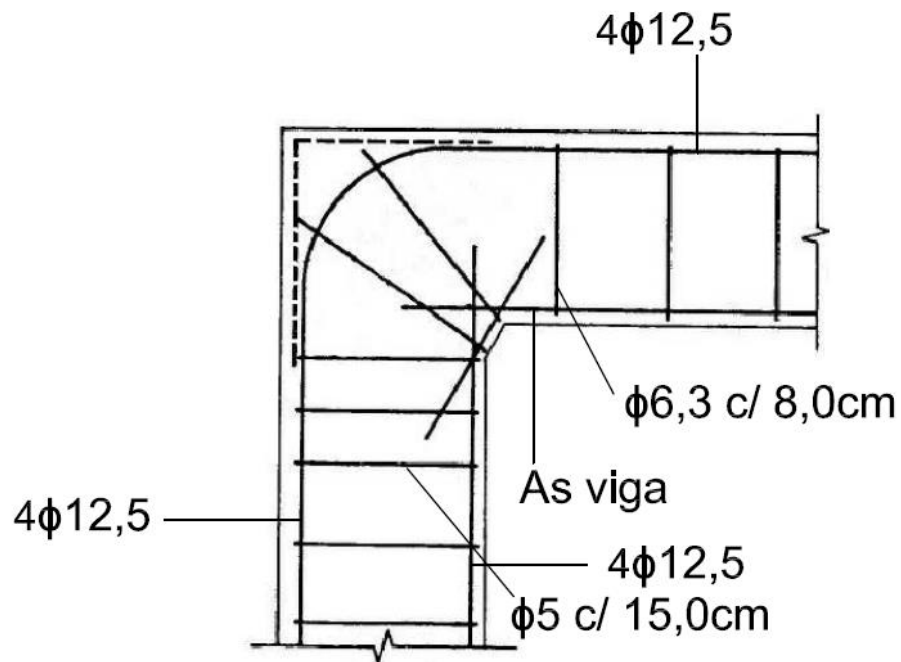
(fonte: elaborada pelo autor)

Observa-se que o nó N2 é um nó tipo CTT, onde conflui dois ou mais tirantes tracionados, conforme definições na página 31. Para este caso, a tensão máxima permitida é a tensão f_{cd2} , cujo valor é de 1,29 kN/cm². É possível notar que para este nó a tensão é quase igual a máxima permitida, pois a tensão atuante é de 1,05 kN/cm². Com isto é possível concluir que, mesmo as bielas estando dentro do limite é necessária a verificação dos nós para completo dimensionamento pelo Método das Bielas e Tirantes. Para os demais nós foram feitas as mesmas verificações.

6.4.2 Arranjo de armaduras

Aplicando o dimensionamento apresentado na tabela 8, o arranjo de armaduras indicado para este modelo de bielas e tirantes é apresentado na figura 35.

Figura 35 – Arranjo de armaduras para o nó 3

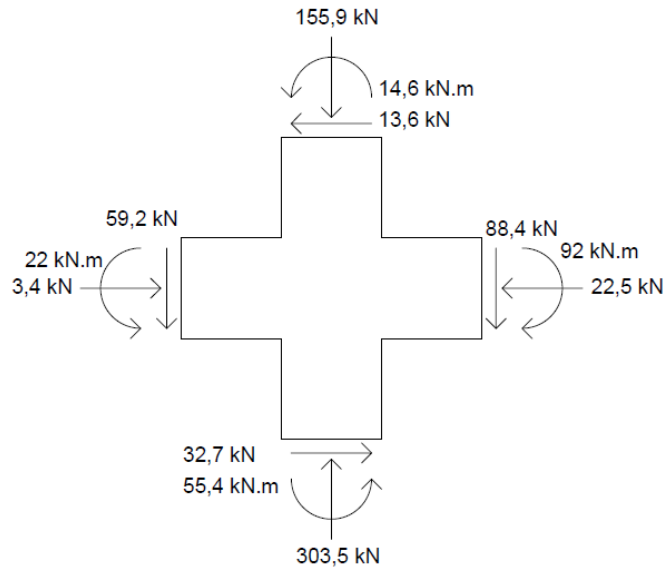


(fonte: adaptado de LEONHARDT; MÖNNIG, 1978, p. 190)

6.5 ANÁLISE DO NÓ 4

O último nó estudado foi o indicado com o número 4 na figura 6. Este nó é chamado ligação viga intermediária-pilar intermediário. A figura 36 mostra os esforços obtidos pelo programa FTOOL para este caso.

Figura 36 – Solicitações no nó 4

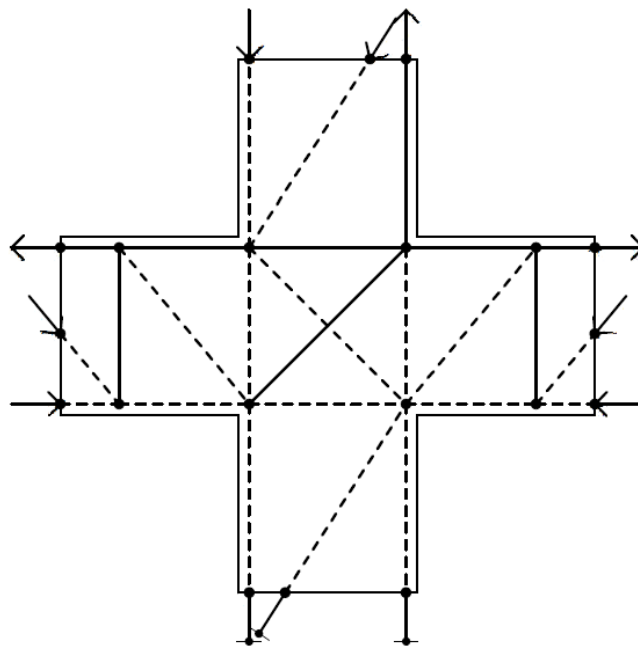


(fonte: elaborada pelo autor)

6.5.1 Modelo de belas e tirantes

O modelo de belas e tirantes utilizado para dimensionamento deste nó está apresentado na figura 37. Assim como em outros casos, o modelo de treliça foi adaptado dos já existentes na literatura para fins de aplicação ao programa CAST.

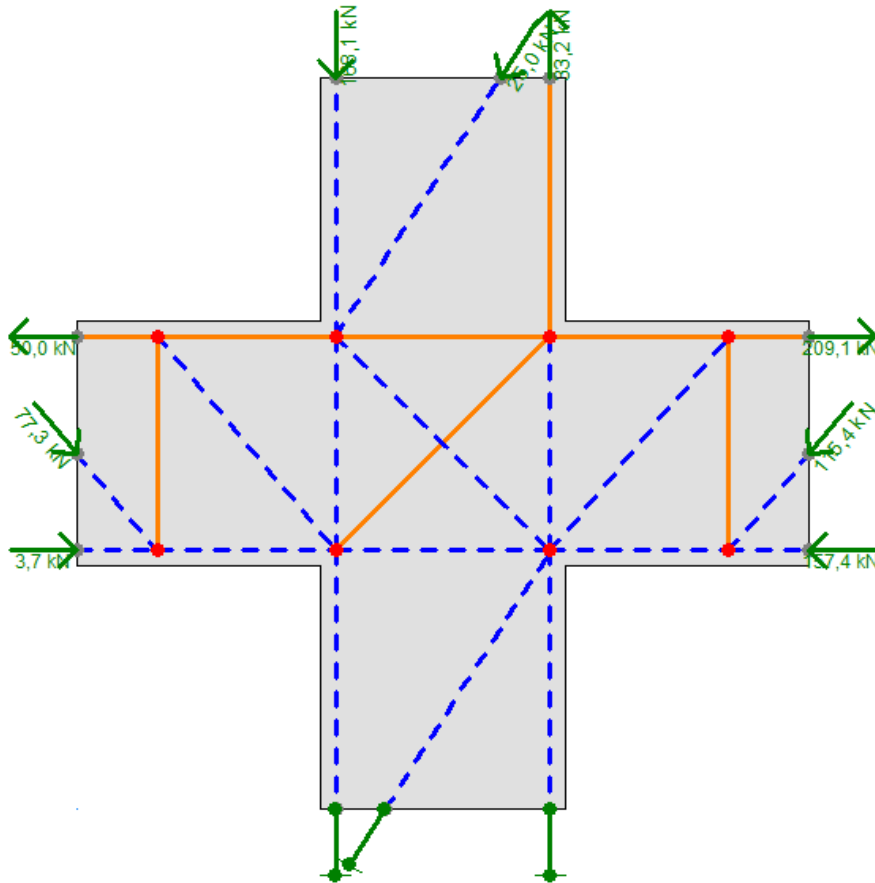
Figura 37 – Modelo de belas e tirantes aplicado ao nó 4



(fonte: elaborada pelo autor)

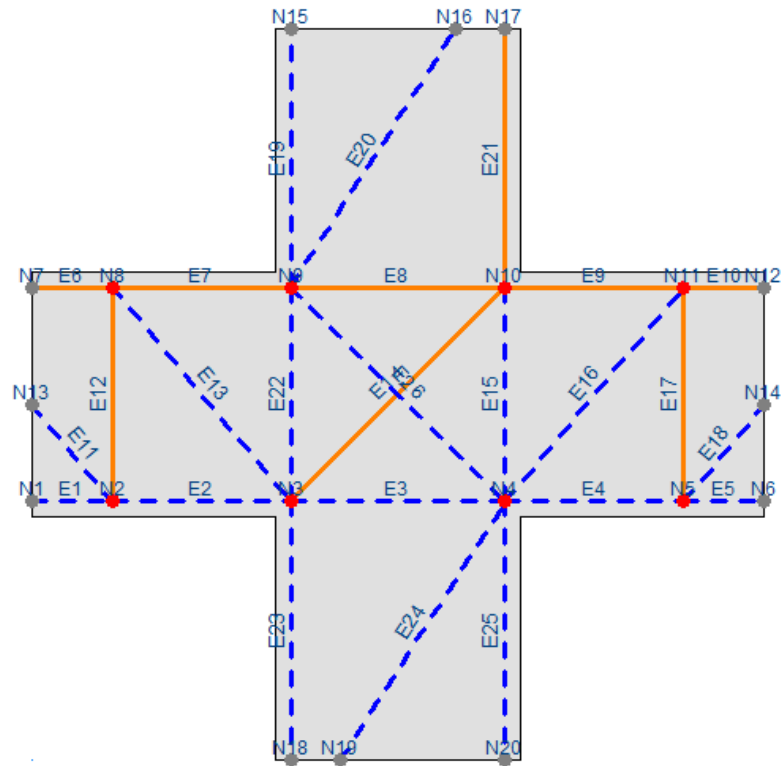
Foi feito então o equilíbrio de forças em todas as seções do nó, transformando as solicitações do FTOOL, que estão apresentadas na figura 36, em forças na direção do modelo de bielas e tirantes apresentado na figura 37. As figuras 38 e 39 ilustram como ficaram distribuídas estas forças e como as barras e os nós foram numerados na modelagem no programa CAST.

Figura 38 – Modelo e forças nó 4



(fonte: elaborada pelo autor)

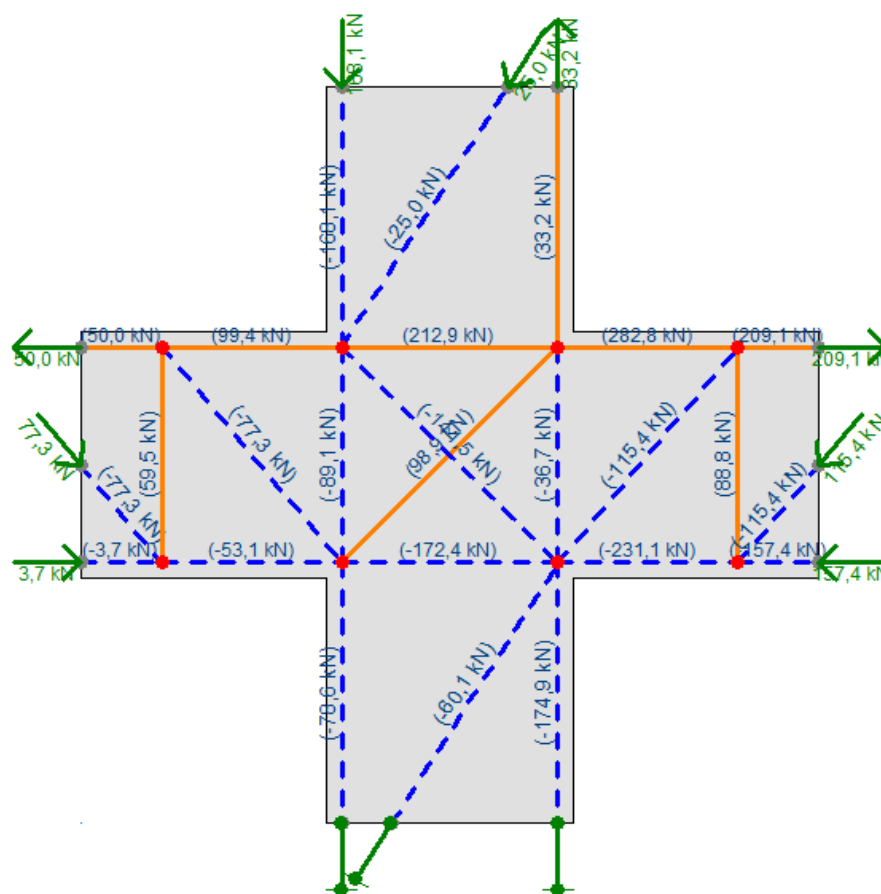
Figura 39 – Numeração nós e barras nó 4



(fonte: elaborada pelo autor)

Cabe ressaltar que no pilar inferior, para fins de modelagem no programa, todas as barras foram consideradas apoio e não foram carregadas. O carregamento resultante se provou equivalente às solicitações obtidas no FTOOL. Com essas forças, o programa foi rodado, e resultou em forças de tração nos tirantes e de compressão nas bielas. Estes valores serão utilizados para dimensionamento da região. A figura 40 indica como ficaram carregadas as barras do modelo.

Figura 40 – Esforços nas barras do nó 4



(fonte: elaborada pelo autor)

Nesta ligação viga intermediária-pilar intermediário podem ocorrer diferentes configurações de distribuição de esforços, pois esta região pode estar submetida a inúmeras variações de solicitações nas vigas e pilares que se ligam. Para o caso em estudo, ambas as vigas estão sujeitas, nos apoios, a momentos negativos, o que ocasiona tração nas fibras superiores. O pilar superior está tracionado na face direita enquanto o pilar inferior está inteiramente comprimido. No interior do nó se cruzam uma diagonal comprimida de 141,5 kN e uma diagonal tracionada de 98,9 kN.

Para o caso de um edifício de múltiplos pavimentos, muitas vezes ocorre de uma das vigas estar submetida a momento positivo no apoio. Isto acontece no caso do pórtico em estudo (nos nós equivalentes a este de número 4, mas em pavimentos inferiores), mas por se tratarem de poucos pavimentos, o momento positivo ainda é muito baixo para se apresentar resultados interessantes. No caso de muitos pavimentos, além do caso da viga, ocorre que o pilar inferior acaba tracionado na face oposta a do pilar superior. Portanto, a diagonal de tração, que

também está presente no nó em estudo, acaba sendo o local de inversão dos esforços de tração tanto para as vigas quanto para os pilares. Uma das vigas esta tracionada nas fibras superiores e a outra nas fibras inferiores, e um dos pilares está tracionado nas fibras da face direita e o outro está tracionado nas fibras da face esquerda.

O Método das Bielas e Tirantes então, para a próxima etapa, consiste em fazer o dimensionamento das armaduras, utilizando a fórmula 7, de maneira a absorver as tensões de tração desenvolvidas nos tirantes. A tabela 10 mostra o resultado deste dimensionamento.

Tabela 10 – Armaduras nó 4

Barra	Esforço (kN)	As (cm ²)	Armadura
6	50,00	1,15	2 ϕ 10
7	99,40	2,29	3 ϕ 10
8	212,90	4,90	3 ϕ 16
9	282,80	6,50	4 ϕ 16
10	209,11	4,81	3 ϕ 16
12	59,50	1,37	2 ϕ 10
14	98,90	2,27	3 ϕ 10
17	88,80	2,04	3 ϕ 10
21	33,20	0,76	1 ϕ 10

(fonte: elaborado pelo autor)

A verificação das bielas comprimidas e dos nós é feita considerando os limites f_{cd1} , f_{cd2} e f_{cd3} já calculados. A seção transversal das bielas deve ser calculada considerando a área de concreto disponível. Analisando o nó em estudo, onde a região D possui 50 cm de lado e 20 cm de profundidade, foi considerado para a biela seção de 10 cm por 20 cm. A tabela 11 mostra a verificação das bielas.

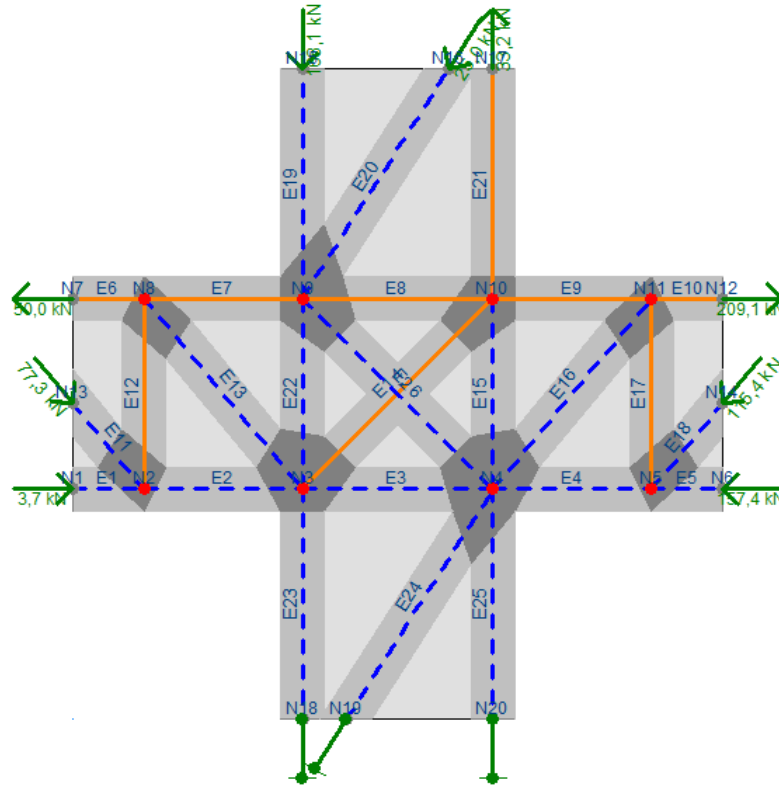
Tabela 11 – Bielas nó 4

Barra	Esforço (kN)	Espessura (cm)	Tensão (kN/cm ²)	Tensão resistente máxima (kN/cm ²)	Verificação
1	3,70	10,00	0,02	1,83	OK
2	53,10	10,00	0,27	1,83	OK
3	172,40	10,00	0,86	1,83	OK
4	231,10	10,00	1,16	1,83	OK
5	157,40	10,00	0,79	1,83	OK
11	77,30	10,00	0,39	1,83	OK
13	77,30	10,00	0,39	1,83	OK
15	36,70	10,00	0,18	1,83	OK
16	115,40	10,00	0,58	1,83	OK
18	115,40	10,00	0,58	1,83	OK
19	168,10	10,00	0,84	1,83	OK
20	25,00	10,00	0,13	2,83	OK
22	89,10	10,00	0,45	1,83	OK
23	76,60	10,00	0,38	1,83	OK
24	60,10	10,00	0,30	1,83	OK
25	174,90	10,00	0,87	1,83	OK
26	141,50	10,00	0,71	1,29	OK

(fonte: elaborado pelo autor)

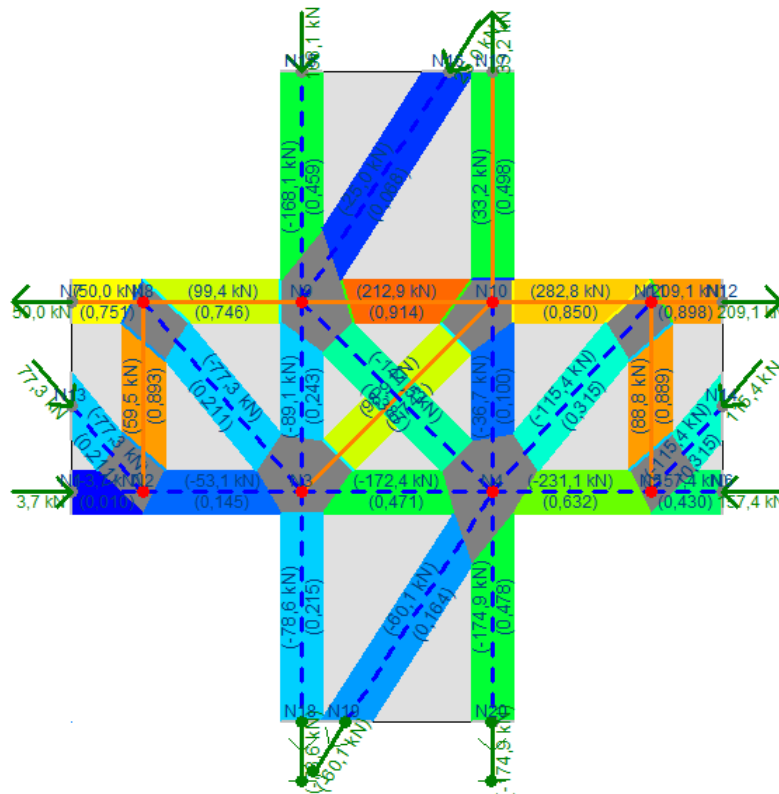
Para este caso, as bielas de compressão acabaram não sendo um ponto crítico do dimensionamento, visto que todas passaram com folga na verificação. Este nó foi o único para o qual uma das bielas foi limitada pelo parâmetro de resistência f_{cd2} . Isto acontece pois na região da biela 26 existem tensões de tração transversais e por isso o limite de compressão é menor de acordo com a NBR 6118:2014. As figuras 41 e 42 mostram como as espessuras das bielas e dos tirantes são posicionadas na região do nó e como ficam distribuídas as tensões, baseadas nas espessuras calculadas.

Figura 41 – Espessuras nó 4



(fonte: elaborada pelo autor)

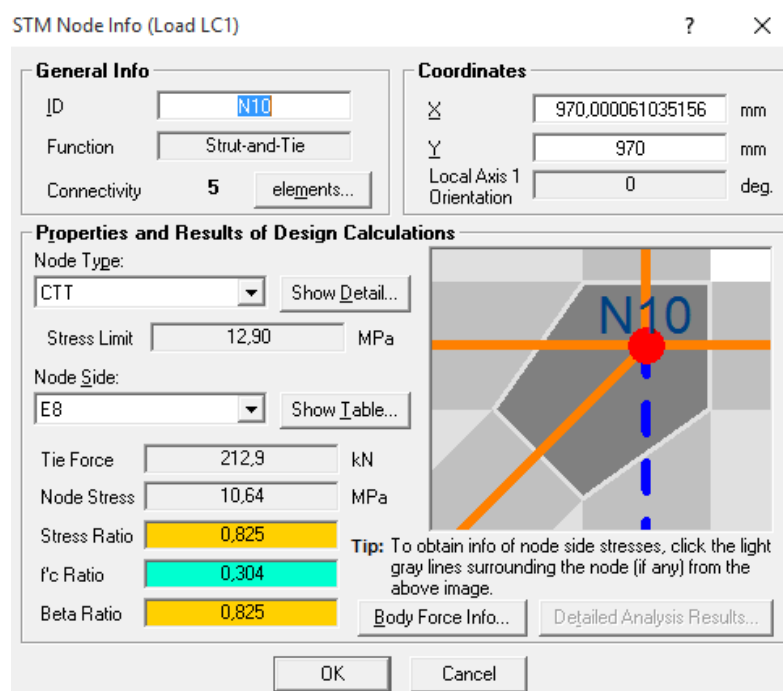
Figura 42 – Tensões nó 4



(fonte: elaborada pelo autor)

Como foi feito para os demais casos, a verificação dos nós foi feita apenas utilizando os resultados fornecidos pelo programa, diante da praticidade, pois cálculos manuais envolveriam muitas fórmulas e dificuldades adicionais, o que não é o objetivo do trabalho. Para utilização do software, foi aplicado a tensão limitante correta já calculada conforme critérios da NBR 6118:2014 para cada tipo. Todos passaram na verificação. A figura 43 exemplifica, para o nó N10, como o programa CAST exibe os resultados.

Figura 43 – Verificação de nós para o nó 4



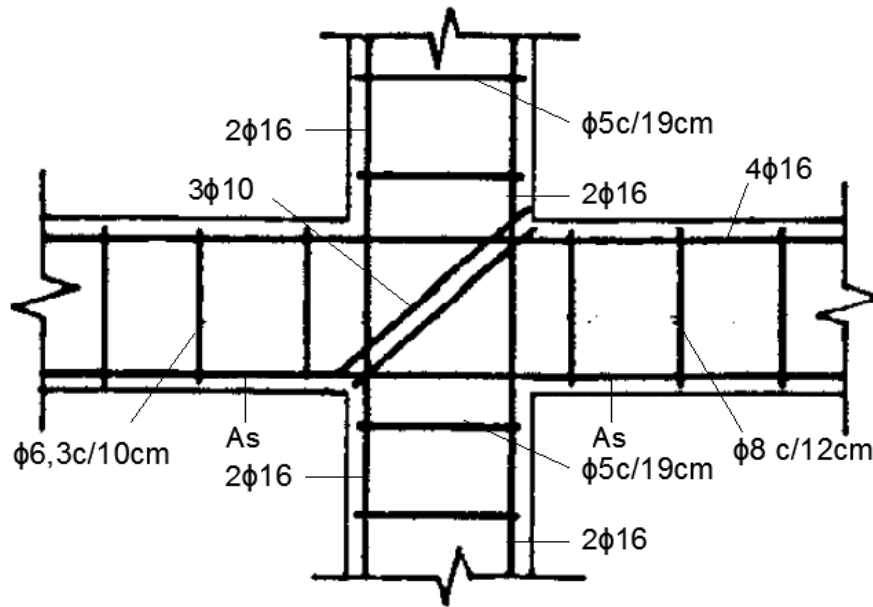
(fonte: elaborada pelo autor)

Observa-se que o nó N10 é um nó tipo CTT, onde confluem dois ou mais tirantes tracionados, conforme definições na página 31. Para este caso, a tensão máxima permitida é a tensão f_{cd2} , cujo valor é de 1,29 kN/cm². Observa-se que o nó passa na verificação, porém não de maneira tão segura como no caso das bielas, que apresentaram tensões bem mais baixas que a permitida. Para os demais nós foram feitas as mesmas verificações.

6.5.2 Arranjo de armaduras

Aplicando o dimensionamento apresentado na tabela 10, o arranjo de armaduras indicado para este modelo de bielas e tirantes é apresentado na figura 44.

Figura 44 – Arranjo de armaduras para o nó 4



(fonte: adaptado de SILVA; GIONGO, 2000, p. 143)

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os nós de pórticos de concreto possuem complexo comportamento estrutural e construtivo e, por esse motivo, merecem estudo especial por parte do engenheiro projetista. Diversos autores da bibliografia sugerem o Método das Bielas e Tirantes para análise destas regiões, por se tratarem de regiões descontínuas (regiões tipo D), onde as hipóteses de Bernoulli de distribuição linear para as tensões e deformações não são válidas. Além da bibliografia, a própria NBR 6118:2014 indica a utilização do Método das Bielas e Tirantes para regiões D, citando os nós de pórticos ao mostrar exemplos desse tipo de região.

Os resultados obtidos neste estudo permitem concluir que a distribuição de esforços se altera significativamente nos nós de pórticos de concreto armado. A mudança de direção do eixo da estrutura do pórtico (eixo vertical do pilar se encontra com o eixo horizontal de vigas) acabou causando, em alguns casos, o que já foi previsto na parte da revisão bibliográfica: mudança de direção dos esforços solicitantes internos e uma significativa alteração na distribuição de tensões.

Com este estudo foi possível também perceber que um ponto realmente crítico nos nós se dá no esmagamento do concreto nas bielas e nos nós. Em muitos casos, nós poucos solicitados, apresentando tirantes pouco tracionados, muitas vezes possuíam bielas altamente comprimidas. Em outros casos, tanto as bielas como os tirantes estavam pouco solicitados, e mesmo assim os nós estavam com tensões elevadas, sendo o ponto mais crítico da ligação viga-pilar em alguns casos.

O Método das Bielas e Tirantes se mostrou extremamente eficaz na verificação de distribuição dos esforços nessa região, o que era objetivo do trabalho. O dimensionamento da armadura positiva da viga a ser estendida até os apoios também pode ser dimensionada aplicando o Método das Bielas e Tirantes na viga por inteiro. Este prolongamento é obrigatório por norma, apesar de ser provado no presente trabalho que teoricamente esta armadura não seria necessária no nó, pois a viga está comprimida nas fibras inferiores. Foi possível também analisar quais regiões do nó estavam comprimidas ou tracionadas e quais eram as intensidades desses esforços.

REFERÊNCIAS

- 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. Disponível em: <<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-17052006-150221/>>. Acesso em: 22 mar. 2015.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- _____. **NBR 6123**: forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.
- BAKIR, P. G.; BODUROGLU, H. M. A new design equation for predicting the joint shear strength of monotonically loaded exterior beam-column joints. **Engineering Structures**, [S. l.], v.24, p. 1105-1117, 2002.
- HAACH, V. G.; EL DEBS, A. L. H. de C. Estudo do comportamento de nós de pórtico externos de concreto armado sujeitos à variação da força normal. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, São Carlos, v. 10, n. 43, p. 95-122, 2008. Disponível em: <http://www.set.eesc.usp.br/cadernos/cadernos_det.php%3Fnro=43.html>. Acesso em: 25 abr. 2015.
- LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. **Construções de concreto**: princípios básicos sobre a armação de estruturas de concreto armado. Rio de Janeiro: Interciência, 1978. v. 3.
- MACGREGOR, J. G.; WIGHT, J. K. **Reinforced Concrete**: mechanics and design. 4th ed. New Jersey-USA: Pearson Prentice Hall, 2005.
- MONTOYA, J.; MESEGUER, A. G.; CABRÉ, F. M.; PORTERO, J. C. A. **Hormigón armado**. 15. ed. Barcelona: Gustavo Gili, 2011.
- PARK, R.; PAULAY, T. **Reinforced concrete structures**. 2nd 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.
- SILVA, R. C. da.; GIONGO, J. S. **Modelos de bielas e tirantes aplicados a estruturas de concreto armado**. São Carlos: EESC-USP, 2000.

APÊNDICE A – Forças devidas ao vento

A fórmula AP-A1 define como são calculadas as forças devidas ao vento (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 5):

$$F = C \cdot q \cdot A \quad (\text{fórmula AP-A1})$$

Onde:

F = força de arrasto, em N;

C = coeficiente de arrasto;

q = pressão dinâmica do vento, em Pa;

A = área de referência, em m².

Para continuar o cálculo das forças é necessário se obter o valor do coeficiente de arrasto C. Para edificações paralelepípedicas isto é obtido através da figura 4 da NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 20). Este coeficiente leva em conta as dimensões em planta da edificação, a altura da mesma e a relação entre essas medidas. Para o caso em estudo, onde o pórtico é fictício e tem apenas como objetivo aplicar o Método das Bielas e Tirantes aos nós com valores reais, a edificação foi arbitrada como sendo quadrada em planta, com lado de 10 m e 12 m de altura. Também para simplificação, o vento foi considerado em uma só direção. O quadro AP-A1 mostra o valor do coeficiente de arrasto C, bem como os valores utilizados para se chegar a este valor.

Quadro AP-A1 – Coeficiente de arrasto para o vento

Vento	
l1 (m)	10
l2 (m)	10
h (m)	12
l1/l2	1
h/l1	1,2
C	1,2

(fonte: elaborado pelo autor)

A pressão dinâmica do vento é calculada pela fórmula AP-A2 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 4):

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (\text{fórmula AP-A2})$$

Onde:

q = pressão dinâmica do vento, em Pa;

V_k = velocidade característica do vento, em m/s.

A velocidade característica do vento é calculada pela fórmula AP-A3 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 4):

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (\text{fórmula AP-A3})$$

Onde:

V_k = velocidade característica do vento, em m/s;

V_0 = velocidade básica do vento, em m/s;

S_1 = fator topográfico;

S_2 = fator que considera a rugosidade do terreno, as dimensões da edificação e sua altura sobre o terreno;

S_3 = fator baseado em conceitos probabilísticos.

A NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 6) apresenta um mapa brasileiro de isopletas, onde é possível se obter a velocidade básica do vento para todas as localidades do Brasil. Para Porto Alegre, a velocidade básica considerada foi de 46 m/s.

Para determinação do fator S_1 , foi considerado que o a edificação está localizada em um terreno plano, portanto este fator resultado com valor 1, de acordo com a mesma norma. O fator S_3 foi considerado igual a 1 por tratar-se teoricamente de um edifício residencial. O fator S_2 foi obtido a partir da fórmula AP-A4 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 9):

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot (z/10)^p \quad (\text{fórmula AP-A4})$$

Onde:

S_2 = fator que considera a rugosidade do terreno, as dimensões da edificação e sua altura sobre o terreno;

b e p = parâmetros que dependem da categoria de rugosidade do terreno e da maior dimensão da edificação;

F_r = fato de rajada;

z = altura acima do nível do terreno, em m.

Considerou-se que a edificação está localizada nas margens do Guaíba, portanto foi enquadrada na Categoria II de rugosidade do terreno. Como o edifício teórico possui 12 m de altura, ele é considerado como Classe A. Desta maneira, os fatores b , p e F_r valem, respectivamente, 1,00, 0,085 e 1,00. Os valores obtidos para força de arrasto em cada andar é apresentado no quadro AP-A2.

Quadro AP-A2 – Cargas devidas ao vento

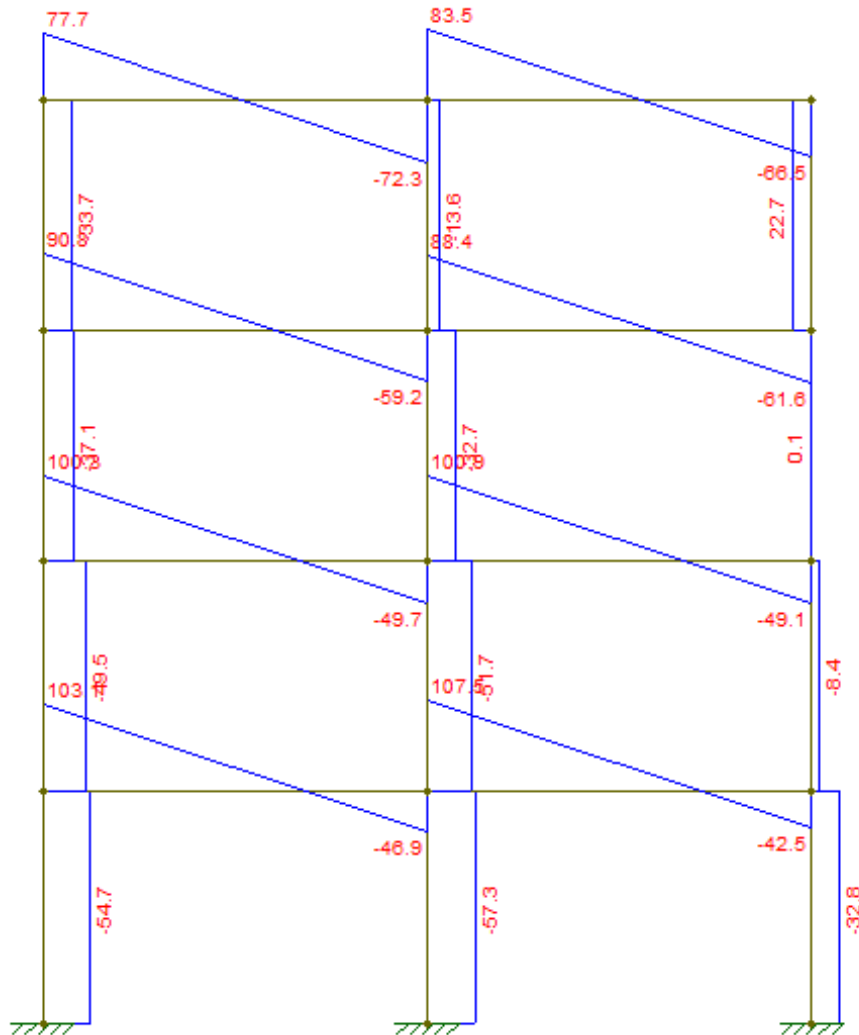
Z (m)	S1(z)	S2(z)	S3	Vk(z) [m/s]	q(z) [N/m ²]	A(z) [m ²]	F(z) [kN]
12	1	1,016	1	46,72	1337,9	15	24,08
9	1	0,991	1	45,59	1274,1	30	45,87
6	1	0,958	1	44,05	1189,2	30	42,81
3	1	0,903	1	41,53	1057,0	30	38,05

(fonte: elaborado pelo autor)

APÊNDICE B – Diagramas de solicitações e deformação do pórtico

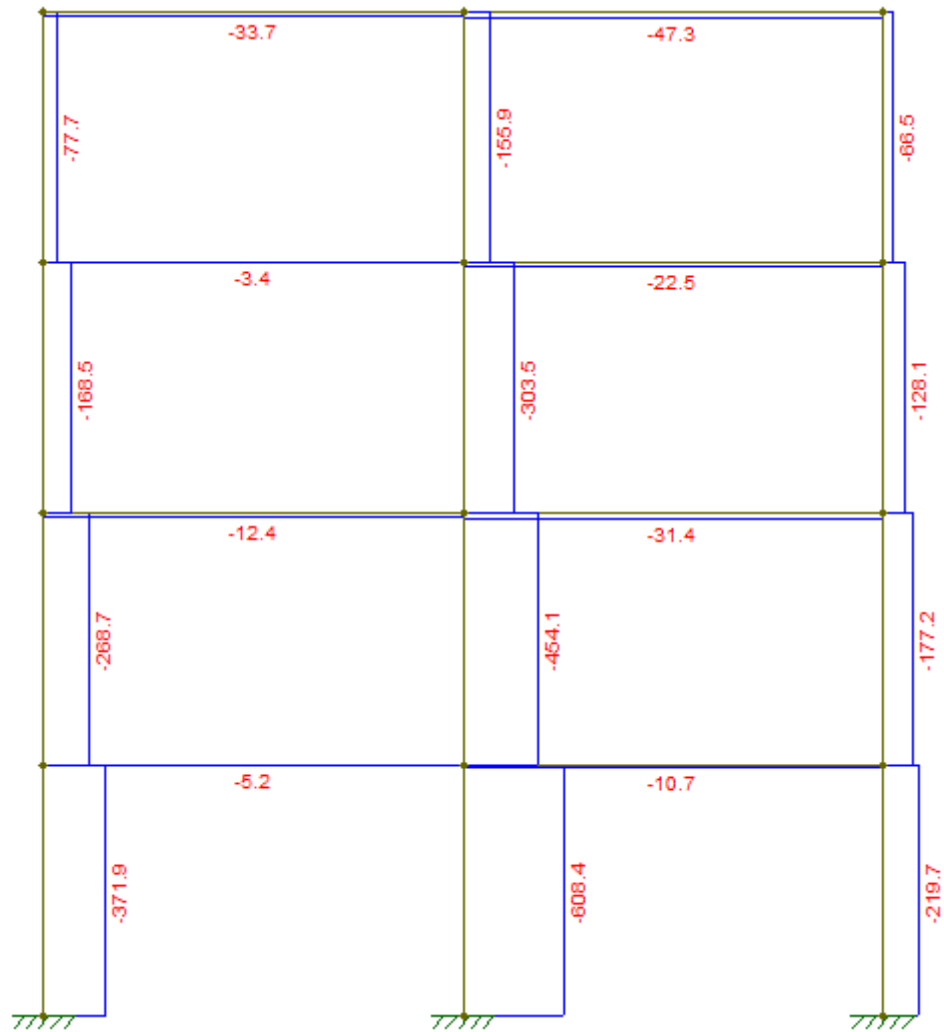
As figuras AP-B1, AP-B2 e AP-B3 mostram como se distribuem os diagramas de esforço cortante, esforço normal e momento fletor, respectivamente, no pórtico em estudo. A figura AP-B4 mostra a deformada da estrutura.

Figura AP-B1 – Esforço cortante



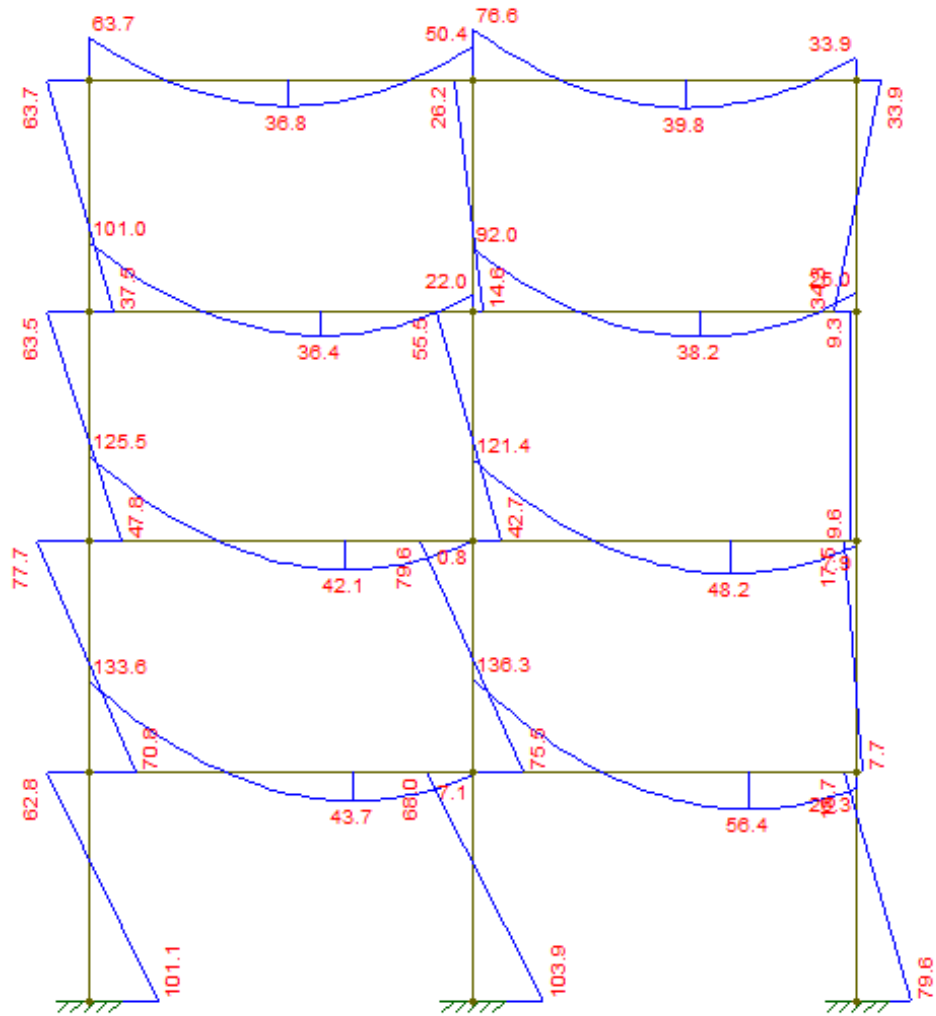
(fonte: elaborada pelo autor)

Figura AP-B2 – Esforço normal



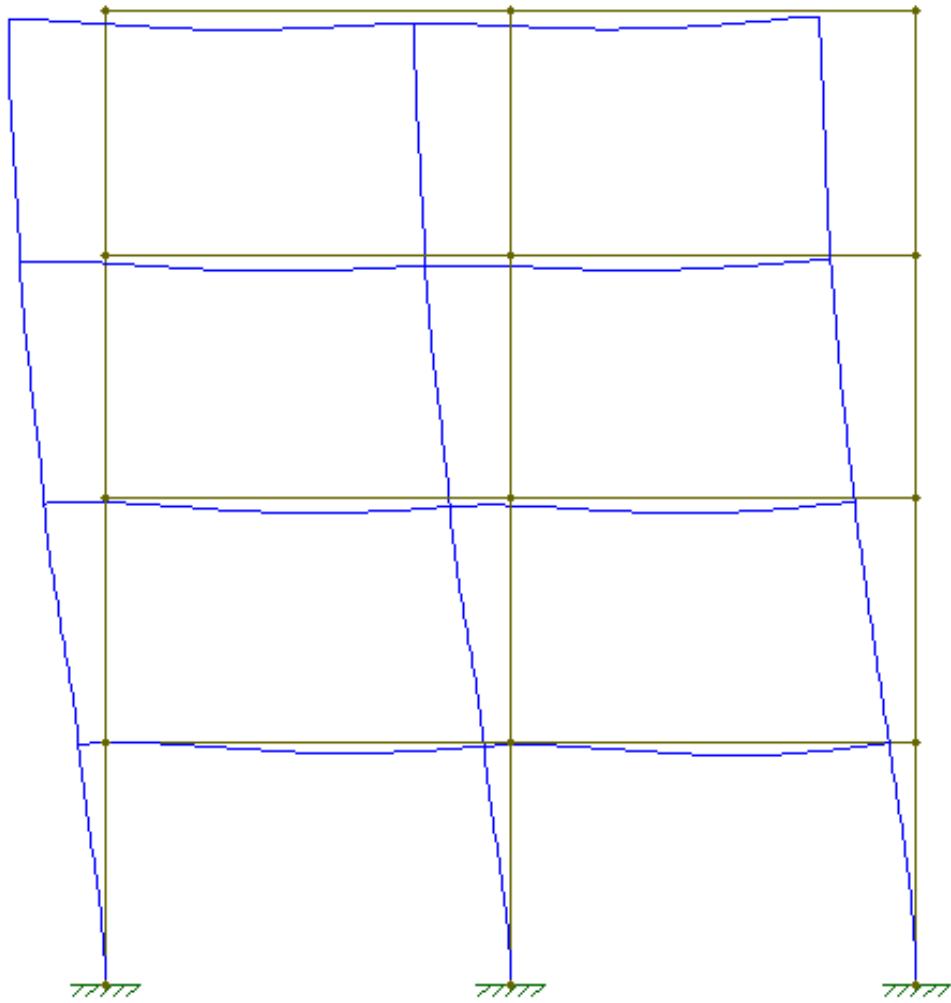
(fonte: elaborada pelo autor)

Figura AP-B3 – Momento fletor



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura AP-B4 – Deformada



(fonte: elaborada pelo autor)