

Lúisa Andréia Gachet Barbosa

NÓS DE PÓRTICOS DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

Dissertação de Mestrado apresentada à
Faculdade de Engenharia Civil da Universidade
Estadual de Campinas, como parte dos
requisitos para a obtenção do título de Mestre
em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Estruturas

Campinas-SP, Brasil
1997



1997

Lúisa Andréia Gachet Barbosa

NÓS DE PÓRTICOS DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

*Aqui que esta é a
versão definitiva
da Dissertação*

LG.

Dissertação de Mestrado apresentada à Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Campinas, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Estruturas

Orientador:

Prof. Dr. GÍLSON BATTISTON FERNANDES

Campinas-SP, Brasil

1997

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA - BAE - UNICAMP

B234n Barbosa, Luísa Andréia Gachet
 Nós de pórticos de concreto de alta resistência / Luísa
 Andréia Gachet Barbosa.--Campinas, SP: [s.n.], 1997.

 Orientador: Gilson Battiston Fernandes.
 Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de
 Campinas, Faculdade de Engenharia Civil.

 1. Concreto. 2. Concreto armado. 3. Construção de
 concreto - Juntas. 4. Pórticos estruturais. I. Fernandes,
 Gilson Battiston. II. Universidade Estadual de Campinas.
 Faculdade de Engenharia Civil. III. Título.

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL**

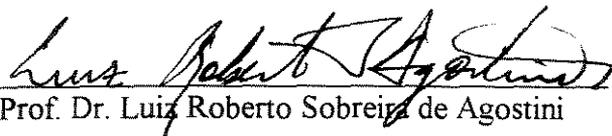
NÓS DE PÓRTICOS DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

Luisa Andréia Gachet Barbosa

Dissertação de Mestrado defendida e aprovada, em 30 de julho de 1997, pela Banca Examinadora constituída pelos professores:



Prof. Dr. Gilson Battiston Fernandes



Prof. Dr. Luiz Roberto Sobreira de Agostini



Prof. Dr. José Samuel Giongo

**Aos meus pais JOSÉ e SUELY,
ao meu esposo CARLOS, e à
minha filha CAROLINA**

DEDICO

AGRADECIMENTOS

Este trabalho se faz presente graças à colaboração, incentivo, amizade e dedicação de professores, técnicos, funcionários, amigos e familiares, aos quais deixo aqui os meus sinceros agradecimentos, respeito e carinho.

A Deus, pelo dom da vida;

Ao meu esposo Carlos, por ser mais que amigo e companheiro, e por todo o auxílio computacional;

Aos meus familiares, pelo apoio e incentivo;

Ao Prof. Dr. Gilson Battiston Fernandes, pela dedicação e excelente orientação durante a elaboração deste trabalho;

Aos meus amigos, pois todos são especiais;

À equipe de técnicos do Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção Civil da FEC;

À administração da FEC e aos seus funcionários;

À Holdercim Brasil S/A. pelo fornecimento de cimento;

À Camargo Corrêa Industrial S/A. pelo fornecimento de sílica ativa;

À Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo, FAPESP, pela concessão de bolsa de mestrado.

RESUMO

Este trabalho inicia-se com uma introdução sobre o concreto de alta resistência, abrangendo sua conceituação, características e aplicações. Em seguida mostra-se o estado da arte dos nós de pórticos de concreto armado, assim como resultados de pesquisas realizadas anteriormente. Descreve-se o programa experimental desta pesquisa, bem como os traços de concreto utilizados. As investigações experimentais dos nós de pórticos de concreto de alta resistência foram realizadas após a revisão bibliográfica. O comportamento do nó em ângulo reto é afetado pelo sentido da solicitação. Por essa razão, o nó foi examinado separadamente para um momento que tendia a fechar o ângulo reto e para outro que tendia a abri-lo. Apresentam-se os resultados obtidos desses ensaios e os diagramas de tensões nas armaduras e deformações no concreto. Conclui-se esse trabalho com a análise de todos os resultados obtidos dos ensaios realizados.

ABSTRACT

This work begins with an introduction which shows the application, characteristics and concepts of high-strength concrete. Following, a theoretical abstract of the state of the art about reinforced concrete corners and joints, as well as previous research results are reported. An experimental research is described, dealing with the concrete mixes used. The experimental tests of high-strength reinforced concrete corners and joints were developed after bibliographical revision. The behaviour of the right angle corner joint is fundamentally affected by the sense of the loading. For this reason, such a knee was examined separately for a moment that tended to close the right angle and for another that tended to open it. The results of these tests and their stress-load and strain-load diagrams are shown. This work finishes with the analysis of all the results.

NOTAÇÕES

A_s	=	área da seção transversal da armadura longitudinal
A_{si}	=	área da seção transversal da armadura inclinada
b	=	largura da seção transversal
d	=	altura útil da seção transversal
d_b	=	diâmetro do pino de dobramento
E_c	=	módulo de deformação longitudinal do concreto
E_s	=	módulo de deformação longitudinal do aço
f_{ck}	=	resistência característica do concreto à compressão
f_{cm}	=	resistência média do concreto à compressão
f_{ctd}	=	resistência de cálculo do concreto à tração
f_{ctk}	=	resistência característica do concreto à tração
f_y	=	resistência de escoamento do aço à tração
f_{yk}	=	resistência característica do aço à tração
h	=	altura total da seção transversal
l_b	=	comprimento de ancoragem
M	=	momento fletor
p_u	=	pressão devido à mudança de direção da armadura
p_{adm}	=	pressão admissível devido à mudança de direção da armadura
r_i	=	raio interno de dobramento
R_c	=	resultante das tensões de compressão no concreto
R_{cd}	=	resultante de cálculo das tensões de compressão no concreto
R_s	=	resultante das tensões de tração na armadura longitudinal
R_{si}	=	resultante das tensões de tração na armadura inclinada
R_{sd}	=	resultante de cálculo das tensões de tração na armadura longitudinal
z	=	braço da alavanca

\varnothing	=	diâmetro das barras das armaduras
ρ	=	taxa geométrica da armadura
σ_x	=	tensão normal na direção x
σ_y	=	tensão normal na direção y
σ_{cc}	=	tensão normal de compressão no concreto
σ_{ct}	=	tensão normal de tração do concreto
ψ_5	=	coeficiente relativo a emenda por traspasse, segundo NBR 6118
ε_y	=	deformação específica do aço à tração correspondente ao limite de escoamento f_y

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Diagramas tensão-deformação típicos do concreto	1.8
Figura 2.1 - Tensões σ_x e σ_y ao longo da diagonal do nó	2.2
Figura 2.2 - Tensões de tração nas seções do nó consideradas parabolicamente distribuídas	2.2
Figura 2.3 - Distribuição das tensões de tração nas seções do nó consideradas parabolicamente distribuídas	2.2
Figura 2.4 - União sujeita a momento de fechamento e as resultantes de tração e compressão	2.4
Figura 2.5 - Colocação de barras transversais	2.7
Figura 2.6 - Traspasse da armadura do nó com laços	2.7
Figura 2.7 - Traspasse da armadura do nó com ganchos	2.7
Figura 2.8 - Detalhes do nó sujeito a momento negativo (caso 1)	2.8
Figura 2.9 - Detalhes do nó sujeito a momento negativo (caso 2)	2.9
Figura 2.10 - Ocorrência de fendilhamento devido à pressão p ocasionada pela mudança de direção em barras curvas	2.10
Figura 2.11 - Fissuras típicas	2.11
Figura 2.12 - Forças no nó sujeito a momento positivo	2.11
Figura 2.13 - Forças ao longo da diagonal do nó	2.11
Figura 2.14 - Tipo de arranjo usado em testes na Universidade de Nottingham	2.11
Figura 2.15 - Nós estudados por Swan, com arranjos usando laços	2.12
Figura 2.16 - Arranjos com reforços diagonais	2.12
Figura 2.17 - Detalhes sugeridos para grandes nós, com momentos positivos	2.13
Figura 2.18 - Armadura ortogonal	2.13
Figura 2.19 - Critérios de dimensionamento para nós com momento positivo - caso 1	2.14
Figura 2.20 - Critérios de dimensionamento para nós com momento positivo - caso 2	2.14

Figura 2.21-	Critérios de dimensionamento (caso 3)	2.15
Figura 2.22-	Desenvolvimento dos esforços em nós de pórticos com detalhe mais favorável da armadura	2.15
Figura 2.23-	Critérios de dimensionamento (caso 4)	2.16
Figura 2.24-	Detalhe do dimensionamento de acordo com a norma Alemã DIN 1045	2.16
Figura 2.25-	Armadura adequada para nós de pórticos em ângulos obtusos, com estribos, no caso de momento positivo	2.18
Figura 2.26-	Lajes em ângulo, usuais em lances de escada. Critério de dimensionamento para armadura sem estribo, $\rho_{nec} \leq 1,2\%$	2.18
Figura 2.27-	Armadura para nós de pórticos em ângulo agudo, momento positivo	2.19
Figura 2.28-	Armadura de muros de arrimo de flexão	2.20
Figura 2.29-	Dimensões e esquema de carregamento dos nós, ensaiados por Nilsson e Losberg	2.21
Figura 2.30-	Nó sujeito a momento positivo	2.21
Figura 2.31-	Armadura do nó com grampos	2.21
Figura 2.32-	Armadura do nó com laços	2.21
Figura 2.33-	Detalhe da armadura do nó U ₂₈	2.22
Figura 2.34-	Detalhes das fissuras no nó após a ruptura	2.22
Figura 2.35-	Eficiência do nó como função da porcentagem de armadura	2.22
Figura 2.36-	Forças internas na armadura do nó	2.26
Figura 2.37-	Modelos de fissuras e forças atuando no estágio de ruptura	2.26
Figura 2.38-	Arranjos para os testes e dimensões dos corpos-de-prova, ensaiados por Mayfield et al.	2.30
Figura 2.39-	Detalhes das armaduras dos nós	2.31
Figura 2.40-	Exemplos de fissuração na ruptura	2.33
Figura 3.1 -	Características geométricas dos nós em ângulo reto sob flexão externa	3.4
Figura 3.2 -	Características geométricas dos nós em ângulo reto com mísula, sob flexão externa	3.4

Figura 3.3 - Características geométricas dos nós sob flexão interna	3.5
Figura 3.4 - Trajetória das tensões principais de tração, para os nós em ângulo reto sob flexão externa	3.6
Figura 3.5 - Trajetória das tensões principais de compressão, para os nós em ângulo reto sob flexão externa	3.7
Figura 3.6 - Trajetória das tensões principais de tração para os nós em ângulo reto, com mísula, sob flexão externa	3.8
Figura 3.7 - Trajetória das tensões principais de compressão para os nós em ângulo reto, com mísula, sob flexão externa	3.9
Figura 3.8 - Trajetória das tensões principais de tração, para os nós sob flexão interna	3.10
Figura 3.9 - Trajetória das tensões principais de compressão, para os nós sob flexão interna	3.11
Figura 3.10 - Detalhe das armaduras dos nós: NF-1, NF-1B, NF-2, NF-2A e NF-2B	3.12
Figura 3.11 - Detalhe das armaduras dos nós: NF-3 e NF-4	3.12
Figura 3.12 - Detalhe das armaduras dos nós: NF-5, NF-6 e NF-6A	3.13
Figura 3.13 - Detalhe das armaduras dos nós: NF-5B e NF-6B	3.13
Figura 3.14 - Detalhe das armaduras dos nós: NA-1, NA-2 e NA-3	3.14
Figura 3.15 - Análise granulométrica dos agregados	3.15
Figura 3.16 - Diagrama tensão-deformação das barras ϕ 4,2	3.16
Figura 3.17 - Diagrama tensão-deformação das barras ϕ 5,0	3.16
Figura 3.18 - Diagrama tensão-deformação das barras ϕ 6,3	3.17
Figura 3.19 - Diagrama tensão-deformação das barras ϕ 8,0	3.17
Figura 3.20 - Posicionamento dos extensômetros elétricos de resistência para os nós: NF-1, NF-1B, NF-2, NF-2A e NF-2B	3.19
Figura 3.21 - Posicionamento dos extensômetros elétricos de resistência para os nós: NF-3 e NF-4	3.20
Figura 3.22 Posicionamento dos extensômetros elétricos de resistência para os nós: NF-5, NF-5B, NF-6, NF-6A e NF-6B	3.20

Figura 3.23-	Posicionamento dos extensômetros elétricos de resistência para os nós: NA-1, NA-2 e NA-3	3.21
Figura 3.24-	Posicionamento das bases de medidas para os nós em ângulo reto sob flexão externa	3.21
Figura 3.25-	Posicionamento das bases de medidas para os nós em ângulo reto com mísula sob flexão externa	3.22
Figura 3.26-	Posicionamento das bases de medidas para os nós sob flexão interna	3.22
Figura 4.1 -	Panorama da fissuração no estágio final de carga - NF-1	4.5
Figura 4.2 -	Panorama da fissuração no estágio final de carga - NF-1B	4.6
Figura 4.3 -	Panorama da fissuração no estágio final de carga - NF-2	4.6
Figura 4.4 -	Panorama da fissuração no estágio final de carga - NF-2A	4.7
Figura 4.5 -	Panorama da fissuração no estágio final de carga - NF-2B	4.7
Figura 4.6 -	Panorama da fissuração no estágio final de carga - NF-3	4.8
Figura 4.7 -	Panorama da fissuração no estágio final de carga - NF-4	4.8
Figura 4.8 -	Panorama da fissuração no estágio final de carga - NF-5	4.9
Figura 4.9 -	Panorama da fissuração no estágio final de carga - NF-5B	4.9
Figura 4.10-	Panorama da fissuração no estágio final de carga - NF-6	4.10
Figura 4.11-	Panorama da fissuração no estágio final de carga - NF-6A	4.10
Figura 4.12-	Panorama da fissuração no estágio final de carga - NF-6B	4.11
Figura 4.13-	Panorama da fissuração no estágio final de carga - NA-1	4.11
Figura 4.14-	Panorama da fissuração no estágio final de carga - NA-2	4.12
Figura 4.15-	Panorama da fissuração no estágio final de carga - NA-3	4.12
Figura 4.16-	Vista lateral do nó NF-1	4.13
Figura 4.17-	Vista lateral do nó NF-1B	4.13
Figura 4.18-	Vista lateral do nó NF-2	4.14
Figura 4.19-	Vista lateral do nó NF-2A	4.14
Figura 4.20-	Vista lateral do nó NF-2B	4.15
Figura 4.21-	Vista lateral do nó NF-3	4.15
Figura 4.22-	Vista lateral do nó NF-4	4.16
Figura 4.23-	Vistas laterais do nó NF-5	4.17

Figura 4.24-	Vista lateral do nó NF-5B	4.18
Figura 4.25-	Vista lateral do nó NF-6	4.18
Figura 4.26-	Vista lateral do nó NF-6A	4.19
Figura 4.27-	Vista lateral do nó NF-6B	4.19
Figura 4.28-	Vistas laterais do nó NA-1	4.20
Figura 4.29-	Vistas laterais do nó NA-2	4.21
Figura 4.30-	Vistas laterais do nó NA-3	4.22
Figura 4.31-	Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-1	4.23
Figura 4.32-	Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-1	4.23
Figura 4.33-	Tensões nos estribos - Nó NF-1	4.24
Figura 4.34-	Tensões nos estribos - Nó NF-1B	4.24
Figura 4.35-	Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-1B	4.25
Figura 4.36-	Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-1B	4.25
Figura 4.37-	Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-2	4.26
Figura 4.38-	Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-2	4.26
Figura 4.39-	Tensões nos estribos - Nó NF-2	4.27
Figura 4.40-	Tensões nos estribos - Nó NF-2A	4.27
Figura 4.41-	Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-2A	4.28
Figura 4.42-	Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-2A	4.28
Figura 4.43-	Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-2B	4.29
Figura 4.44-	Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-2B	4.29
Figura 4.45-	Tensões nos estribos - Nó NF-2B	4.30
Figura 4.46-	Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-3	4.30
Figura 4.47-	Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-3	4.31
Figura 4.48-	Tensões nos estribos - Nó NF-3	4.31
Figura 4.49-	Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-4	4.32
Figura 4.50-	Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-4	4.32
Figura 4.51-	Tensões nos estribos - Nó NF-4	4.33
Figura 4.52-	Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-5	4.33
Figura 4.53-	Tensões nos estribos - Nó NF-5	4.34
Figura 4.54-	Tensões na armadura da mísula - Nó NF-5	4.34

Figura 4.55-	Tensões nos estribos - Nó NF-5	4.35
Figura 4.56-	Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-5B	4.35
Figura 4.57-	Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-5B	4.36
Figura 4.58-	Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-5B	4.36
Figura 4.59-	Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-5B	4.37
Figura 4.60-	Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-5B	4.37
Figura 4.61-	Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-6	4.38
Figura 4.62-	Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-6	4.38
Figura 4.63-	Tensões nos estribos - Nó NF-6	4.39
Figura 4.64-	Tensões na armadura da mísula - Nó NF-6	4.39
Figura 4.65-	Tensões nos estribos - Nó NF-6A	4.40
Figura 4.66-	Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-6A	4.40
Figura 4.67-	Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-6A	4.41
Figura 4.68-	Tensões na armadura da mísula - Nó NF-6A	4.41
Figura 4.69-	Tensões nos estribos - Nó NF-6B	4.42
Figura 4.70-	Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-6B	4.42
Figura 4.71-	Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-6B	4.43
Figura 4.72-	Tensões na armadura da mísula - Nó NF-6B	4.43
Figura 4.73-	Tensões na armadura longitudinal - Nó NA-1	4.44
Figura 4.74-	Tensões na armadura longitudinal - Nó NA-1	4.44
Figura 4.75-	Tensões nos estribos - Nó NA-1	4.45
Figura 4.76-	Tensões na armadura longitudinal - Nó NA-2	4.45
Figura 4.77-	Tensões na armadura longitudinal - Nó NA-2	4.46
Figura 4.78-	Tensões nos estribos - Nó NA-2	4.46
Figura 4.79-	Tensões na armadura longitudinal - Nó NA-3	4.47
Figura 4.80-	Tensões nos estribos - Nó NA-3	4.47
Figura 4.81-	Deformações no concreto - Nó NF-1	4.48
Figura 4.82-	Deformações no concreto - Nó NF-1	4.48
Figura 4.83-	Deformações no concreto - Nó NF-1B	4.49
Figura 4.84-	Deformações no concreto - Nó NF-1B	4.49
Figura 4.85-	Deformações no concreto - Nó NF-2	4.50

Figura 4.86-	Deformações no concreto - Nó NF-2	4.50
Figura 4.87-	Deformações no concreto - Nó NF-2A	4.51
Figura 4.88-	Deformações no concreto - Nó NF-2A	4.51
Figura 4.89-	Deformações no concreto - Nó NF-2B	4.52
Figura 4.90-	Deformações no concreto - Nó NF-2B	4.52
Figura 4.91-	Deformações no concreto - Nó NF-3	4.53
Figura 4.92-	Deformações no concreto - Nó NF-3	4.53
Figura 4.93-	Deformações no concreto - Nó NF-4	4.54
Figura 4.94-	Deformações no concreto - Nó NF-4	4.54
Figura 4.95-	Deformações no concreto - Nó NF-5	4.55
Figura 4.96-	Deformações no concreto - Nó NF-5	4.55
Figura 4.97-	Deformações no concreto - Nó NF-5B	4.56
Figura 4.98-	Deformações no concreto - Nó NF-5B	4.56
Figura 4.99-	Deformações no concreto - Nó NF-6	4.57
Figura 4.100-	Deformações no concreto - Nó NF-6	4.57
Figura 4.101-	Deformações no concreto - Nó NF-6A	4.58
Figura 4.102-	Deformações no concreto - Nó NF-6A	4.58
Figura 4.103-	Deformações no concreto - Nó NF-6B	4.59
Figura 4.104-	Deformações no concreto - Nó NF-6B	4.59
Figura 4.105-	Deformações no concreto - Nó NA-1	4.60
Figura 4.106-	Deformações no concreto - Nó NA-1	4.60
Figura 4.107-	Deformações no concreto - Nó NA-2	4.61
Figura 4.108-	Deformações no concreto - Nó NA-2	4.61
Figura 4.109-	Deformações no concreto - Nó NA-3	4.62
Figura 4.110-	Deformações no concreto - Nó NA-3	4.62
Figura 5.1-	Eficiência do nó como função da porcentagem de armadura para os nós que fecham	5.4
Figura 5.2-	Eficiência do nó como função da porcentagem de armadura para os nós que abrem	5.4
Figura 5.3-	Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-1B e NF-3	5.7
Figura 5.4-	Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-1B e NF-3	5.7

Figura 5.5-	Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-1B e NF-3	5.8
Figura 5.6-	Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-2B e NF-4	5.8
Figura 5.7-	Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-2B e NF-4	5.9
Figura 5.8-	Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-2A e NF-2B	5.9
Figura 5.9-	Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-2A e NF-2B	5.10
Figura 5.10-	Tensões na armadura longitudinal - Nó NA-1, NA-2 e NA-3	5.10
Figura 5.11	Tensões na armadura longitudinal - Nó NA-1, NA-2 e NA-3	5.11
Figura 5.12	Tensões na armadura longitudinal - Nó NA-1, NA-2 e NA-3	5.11
Figura 5.13	Tensões na armadura longitudinal - Nó NA-1, NA-2 e NA-3	5.12
Figura 5.14	Tensões na armadura longitudinal - Nó NA-1, NA-2 e NA-3	5.12
Figura 5.15	Andamento das tensões ao longo da armadura em alça do nó NF-3	5.14
Figura 5.16	Andamento das tensões ao longo da armadura em alça do nó NF-4	5.15

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Valores dos momentos calculados e experimentais	2.23
Tabela 2.2 - Resumo dos detalhes de nós testados	2.27
Tabela 3.1 - Composições das misturas preliminares	3.2
Tabela 3.2 - Resultados dos ensaios das misturas preliminares	3.2
Tabela 3.3 - Resultados dos ensaios das misturas preliminares refeitas	3.3
Tabela 4.1 - Resumo das principais cargas e das resistências do concreto dos nós	4.2
Tabela 5.1 - Valores dos momentos da eficiência dos nós e da taxa de armadura	5.2

CONTEÚDO

INTRODUÇÃO	I.1
CAPÍTULO 1 - O CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA E SUAS APLICAÇÕES	1.1
1.1- O Conceito de concreto de alta resistência	1.2
1.2- Materiais e execução	1.3
1.3- Propriedades Mecânicas	1.6
1.4- Viabilidade técnico-econômica da utilização do concreto de alta resistência	1.12
1.5- Aplicações do concreto de alta resistência	1.14
CAPITULO 2 - LIGAÇÕES MONOLÍTICAS DE PEÇAS DE CONCRETO ARMADO	2.1
2.1- Distribuição das tensões ao longo da diagonal do nó	2.1
2.2- Nós de pórticos em ângulo reto com momentos negativos	2.4
2.3- Nós de pórticos em ângulo reto com momentos positivos	2.10
2.4- Nós de pórticos com ângulos obtusos ou agudos com momento positivo	2.17
CAPÍTULO 3 - PROGRAMA EXPERIMENTAL	3.1
3.1- Detalhes dos nós	3.9
3.2- Materiais empregados	3.13
3.3- Execução dos nós	3.17
3.4- Instrumentação	3.18
3.5- Equipamentos utilizados nos ensaios	3.22
3.6- Carregamentos	3.22
CAPÍTULO 4 - RESULTADOS DOS ENSAIOS	4.1
CAPÍTULO 5 - ANÁLISE DOS RESULTADOS	5.1
CONCLUSÕES	C.1
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	B.1

INTRODUÇÃO

O objetivo desta pesquisa é o estudo das ligações viga-pilar empregando concreto de alta resistência com ênfase ao lado experimental do problema.

O emprego de concreto de alta resistência, ou seja, com resistência à compressão entre 40 MPa e 80 MPa, apresentou um crescimento rápido durante os últimos anos. Concretos com resistências dessa ordem podem ser produzidos economicamente com os agregados e cimento comumente disponíveis desde que sejam selecionados. Ainda que uma relação água/cimento baixa seja necessária, a trabalhabilidade desejada é conseguida pela utilização de aditivos superplastificantes. O emprego de sílica ativa melhora bastante o ganho de resistência.

O concreto de alta resistência foi inicialmente empregado nos pilares muito carregados de edifícios altos. Posteriormente seu emprego estendeu-se às vigas ao mesmo tempo em que era aplicado às pontes com grandes e médios vãos em soluções que combinavam alta resistência e protensão para efeito de limitação de flechas.

Com a crescente aplicação desses concretos, torna-se necessário uma revisão dos atuais critérios de cálculo e diretrizes para projeto de estruturas, de modo a adequá-los a uma nova realidade.

A proposição desta pesquisa pretende ser mais uma contribuição aos trabalhos desenvolvidos pelo grupo de pesquisadores voltados ao estudo dos aspectos tecnológicos e do desempenho estrutural do concreto de alta resistência que atua na Faculdade de Engenharia Civil da UNICAMP.

É importante salientar que até pouco tempo, pouca atenção era dispensada às uniões viga-pilar no projeto das estruturas de concreto. Nesta postura estava implícita a aceitação de que, nas ligações normalmente projetadas, a resistência do nó era pelo menos igual à resistência da barra mais fraca.

As investigações nesse campo tem demonstrado que o nó é, com muita frequência, o ponto crítico da estrutura. A identificação correta do problema é a chave para o detalhamento adequado das armaduras.

As condições essenciais para o bom comportamento estrutural das ligações monolíticas de peças de concreto armado são:

- a) o comportamento do nó em serviço deve ser igual em qualidade ao das barras que a ele concorrem;
- b) a resistência da ligação não deve determinar a capacidade resistente da estrutura e seu comportamento não deve impedir a mobilização integral das resistências das barras adjacentes;
- c) o arranjo das armaduras do nó deve facilitar a concretagem.

O comportamento das ligações em ângulo é afetado pelo sentido da solicitação. Por esta razão, este estudo foi dividido em duas séries. A primeira delas é composta pelos nós sob flexão com tração externa, ou seja, com momento negativo, os quais foram denominados NF e a segunda série pelos nós sob flexão com tração interna, ou seja, com momento positivo, os quais foram denominados NA. Para a primeira série foi feita uma subdivisão em nós em ângulo reto sem mísula e nós em ângulo reto com mísula a 45°.

O capítulo 1 relata sobre o concreto de alta resistência. Aspectos como conceituação, propriedades, materiais utilizados, produção e aplicações do concreto de alta resistência foram estudados e reunidos nesse capítulo.

O capítulo 2 apresenta um resumo do estado atual do conhecimento sobre ligações viga-pilar, assim como resultados de pesquisas realizadas anteriormente. A investigação experimental mais completa e mais conhecida sobre o assunto é aquela realizada por NILSSON e LOSBERG²¹. Esse trabalho deu origem aos critérios de dimensionamento e detalhamento das ligações viga-pilar.

O programa experimental está descrito no capítulo 3, onde se apresentam algumas composições estudadas e os resultados obtidos. Também estão nesse capítulo os detalhes dos nós, dos materiais e equipamentos utilizados e dos procedimentos adotados para as investigações realizadas.

No capítulo 4 são relatados os resultados obtidos através dos ensaios. Para cada nó, isoladamente, constam os gráficos relativos às tensões nas armaduras, deformações no concreto e estado de fissuração.

O capítulo 5 apresenta a análise dos resultados e no final do trabalho estão as conclusões obtidas.

Espera-se que os resultados obtidos com estes ensaios possam contribuir para a aferição dos critérios de projeto atuais tornando-os adequados às ligações de concreto de alta resistência.

A pesquisa contou com o apoio do acervo da biblioteca da Faculdade de Engenharia Civil da UNICAMP, do seu setor de computação e com as instalações, equipamentos e pessoal técnico do seu Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção.

O desenvolvimento dessa pesquisa contou com a colaboração da Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo, FAPESP, mediante concessão da bolsa de mestrado.

CAPÍTULO 1

O CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA E SUAS APLICAÇÕES

O concreto é provavelmente o material de construção mais comum e um dos materiais multi-fásicos mais complexos empregados na Engenharia Civil. Com o passar dos anos, houve uma tendência crescente em aumentar a resistência desse material, de maneira prática e econômica, para algumas aplicações especiais.

O desenvolvimento da tecnologia do concreto se caracteriza por fases mais ou menos definidas. Procurou-se primeiramente a obtenção de concretos com constituintes proporcionados de forma a diminuir os custos finais, mantendo condições de utilização compatíveis com as encontradas no canteiro de obras. Era uma fase na qual a definição dos traços do concreto era prioritária.

Em uma segunda fase, as características dos materiais, até então utilizados, começaram a variar, podendo conferir ao produto final características distintas dos produtos tradicionais. Foi quando resíduos industriais como cinza volante e escória de alto forno começaram a ser adicionados no concreto.

Em outra etapa foi estudada a utilização de outros materiais até então ausentes no concreto com a finalidade de melhorar seu desempenho. Foi a fase da introdução da sílica ativa para aumentar a resistência e de aditivos responsáveis pela melhoria da trabalhabilidade do concreto, como por exemplo, os superplastificantes ou super-redutores de água.

Os concretos de alta resistência atualmente são empregados em várias partes do mundo.

1.1 - O CONCEITO DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

Concretos com resistência acima do usual, para um dado local e época, podem ser chamados de concretos de alta resistência.

As estruturas correntes de concreto, por suas formas e dimensões usuais, raramente exigem resistências para o concreto superiores a 40 MPa. Concreto com resistência não superior a 40 MPa aos 28 dias podem ser obtidos com os materiais de uso corrente e com as técnicas tradicionais de execução, sem a necessidade de adições e de técnicas especiais de execução ou de controle especialmente rigoroso na produção.

Portanto, os especialistas consideram como concreto de alta resistência, com agregados normais, aquele com resistência à compressão superior a 40 MPa.

Concretos com resistência à compressão de 40 MPa a 80 MPa aos 28 dias, já foram empregados em escala comercial nas duas últimas décadas em edifícios altos, pontes e obras especiais em todo o mundo. A produção de concreto com resistência de 80 MPa a 100 MPa aos 28 dias já não apresenta dificuldades excepcionais. Para tanto é necessário que sejam feitas seleções rigorosas do cimento, dos agregados e dos aditivos, sendo ainda necessário o emprego de adições ativas e que o valor da relação água/cimento seja o menor possível, para uma trabalhabilidade aceitável. A partir de 100 MPa, encontram-se os concretos de ultra alta resistência, que exigem agregados especiais, geralmente artificiais e de resistência muito alta, além de técnicas especiais de fabricação.

O limite aceitável para a resistência do concreto evoluiu durante os anos. Segundo PRICE²⁴, passou de 20 MPa nos anos 30, para 28 MPa na década de 50 e 35 MPa no final dos anos 60.

Na década de 60, concretos com resistência à compressão de 40 MPa a 50 MPa já eram empregados comercialmente, e, no início dos anos 70, concretos com resistência de 60 MPa já eram produzidos. Mais recentemente, concretos com resistência à compressão de 80 MPa foram empregados em estruturas concretadas no local e em peças protendidas, como comenta CARVAJAL⁷.

A introdução da sílica ativa e dos superplastificantes, na década de 70, tornou relativamente fácil a produção de concretos com resistência até o nível de 100 MPa. A

matriz de pasta deixou de ser o fator limitante da resistência do concreto e cedeu esta posição às propriedades dos agregados.

Resistências muito altas, como as superiores a 100 MPa, foram conseguidas em laboratório, utilizando relação água/cimento muito baixa, agregados sintéticos ou com propriedades cimentícias e adotando técnicas de vibro-compactação e emprego de calor e pressão.

Na realidade, esses concretos de resistência muito alta, constituem produtos de laboratório e não foram, ainda, empregados em escala industrial, por exigirem agregados artificiais de resistência muito alta, técnicas especiais de fabricação e controle de qualidade muito rigoroso, dificilmente reproduzíveis na produção normal e nos canteiros de obras. Discute-se atualmente a possibilidade de sua utilização na indústria de pré-moldados.

1.2 - MATERIAIS E EXECUÇÃO

Concretos com resistência à compressão na faixa de 40 MPa a 90 MPa, podem ser produzidos de maneira prática e econômica, utilizando cimento, areia e agregados graúdos, desde que cuidadosamente selecionados, aliados a uma relação água/cimento bastante reduzida (pois é sabido que a resistência cresce à medida que a relação água/cimento diminui) e a um controle de qualidade cuidadoso no processo de produção. A trabalhabilidade necessária é conseguida com o uso de aditivos redutores de água de alto poder de redução denominados superplastificantes ou superfluidificantes. Comumente são empregadas adições como a cinza volante, a escória de alto forno granulada e a sílica ativa.

Abaixo, apresentam-se as características dos principais materiais empregados na produção de concretos de alta resistência:

1.2.1 - CIMENTO: Embora possa não parecer, a seleção do tipo e marca do cimento é um fator de extrema importância para obtenção de concretos de alta resistência.

Para um mesmo tipo de cimento, marcas diferentes apresentam características diferentes de evolução da resistência, em virtude de variações na composição e finura. Para obtenção de concretos de alta resistência, o cimento Portland comum é adequado. No entanto, quando uma resistência inicial mais alta for desejada, como em concreto protendido e produção de pré-moldados de concreto, a escolha poderá recair no cimento Portland de alta resistência inicial.

1.2.2 - AGREGADOS: Os agregados usados em concreto de alta resistência devem reunir as mesmas qualidades exigidas daqueles empregados nos concretos de resistência normal. Contudo, algumas características podem ser favoráveis. O agregado graúdo deve ter grande resistência à compressão e módulo de deformação que se aproxime daquele da argamassa. O agregado ideal deve ser limpo, com partículas de formato angulosos e quase cúbicas. Nesse aspecto, as britas produzem concretos com maior resistência que os cascalhos de forma arredondada. O agregado miúdo deve apresentar particularidades quanto a forma ou angularidade das partículas, granulometria e módulo de finura. É desejável um agregado miúdo com partículas angulosas, graduação grossa e módulo de finura em torno de 3. Esses agregados proporcionam melhor trabalhabilidade e maiores resistências.

1.2.3 - ADITIVOS: São substâncias introduzidas no concreto no momento da mistura com a finalidade de melhorar algumas de suas propriedades, facilitando seu preparo e utilização. Consideram-se como aditivos aquelas substâncias incorporadas ao concreto em menos de 5% do peso do cimento e denominam-se adições, aquelas substâncias acrescentadas em quantidades maiores que aquele teor. Empregam-se aditivos para permitir a redução da relação água/cimento, melhorar a trabalhabilidade, controlar o tempo de pega e endurecimento, diminuir a permeabilidade, aumentar a durabilidade e possibilitar aumento de resistência. Entre esses aditivos encontram-se:

- a) Incorporadores de ar: são produtos que desenvolvem um sistema de vazios com ar, adequados a conferir ao concreto durabilidade e resistência às intempéries, porém reduzindo a resistência mecânica.
- b) Retardadores de pega: os concretos de alta resistência possuem alto conteúdo de cimento e, por isso, um retardador é com frequência benéfico no controle do início da hidratação do cimento e útil em concretagens em tempo quente, quando a pega normal é acelerada por influência da temperatura alta.
- c) Redutores de água: são produtos que permitem reduzir a relação água/cimento e seu efeito sobre o concreto endurecido é de um aumento da resistência mecânica e redução da permeabilidade. Os aditivos que são somente redutores de água são denominados plastificantes ou redutores de água.
- d) Aceleradores: a resistência inicial do concreto pode ser aumentada e o tempo de pega diminuído pelo uso de aditivos aceleradores do endurecimento.
- e) Superplastificantes: são redutores de água de alto poder de redução ou super-redutores, foram desenvolvidos principalmente para produzir concretos de alta resistência, permitindo grande redução da relação água/cimento e para produzir concretos fluidos.

1.2.4 - ADIÇÕES MINERAIS: São compostos formados por partículas muito finas que podem ser incorporados ao concreto como adição, suplementando o cimento, ou como substituição, tomando lugar de parte do cimento. As adições minerais mais empregadas em concreto de alta resistência são:

- a) Cinzas volantes: são cinzas captadas dos gases de exaustão resultantes da combustão de carvão pulverizado em centrais termoelétricas.

- b) Escória de alto forno granulada: é um sub-produto da produção de ferro gusa por redução em alto forno, obtido em quantidade aproximadamente igual à do ferro gusa produzido.

- c) Silica ativa: é um material composto por partículas muito finas captadas por filtros dos gases de exaustão, resultantes da redução de quartzo por carvão em fornos elétricos a arco na produção de silício metálico e ligas de ferro-silício, antes que esses gases sejam lançados na atmosfera. Quando aplicada com cimento na produção de concretos de alta resistência, sua ação tem-se mostrado muito mais forte que a da cinza volante e da escória de alto forno granulada.

1.2.5 - ÁGUA: Assim como nos concretos normais, a água utilizada no amassamento dos concretos de alta resistência deve ser fresca e isenta de matérias orgânicas e de teores prejudiciais de substâncias estranhas nocivas. Usualmente, a água destinada ao abastecimento público é adequada.

1.3 - PROPRIEDADES MECÂNICAS

Para produzir concreto de alta resistência, são necessários controle de qualidade severo e maior cuidado na seleção e na dosagem dos materiais.

1.3.1 - RELAÇÃO RESISTÊNCIA-POROSIDADE: Nos sólidos existe uma relação fundamental inversa entre porosidade (fração de volume de vazios) e resistência. Conseqüentemente, em materiais de várias fases como o concreto, a porosidade

de cada componente ou fase de sua estrutura pode se tornar um fator limitante da resistência. Os agregados naturais são geralmente densos e resistentes. Portanto, a porosidade da matriz, que é a pasta de cimento endurecido, bem como da zona de transição entre a matriz e o agregado graúdo, é que normalmente determina a característica de resistência dos concretos usuais.

Nos concretos de alta resistência, a porosidade das três fases, agregado, pasta e zona de transição, é o mais importante fator determinante da resistência.

As propriedades dos materiais componentes do concreto, as proporções da mistura e o adensamento do concreto fresco são fatores que influem na porosidade da pasta e da zona de transição.

1.3.2 - RELAÇÃO TENSÃO-DEFORMAÇÃO: A forma do diagrama tensão-deformação do concreto está relacionada com a progressão da sua microfissuração interna durante o crescimento ou a manutenção do carregamento.

Segundo vários pesquisadores, a causa principal da presença dessas microfissuras é o aparecimento de tensões causadas pela retração durante a hidratação e a secagem.

Nos concretos de alta resistência, como relata NILSON¹⁹, existem poucas microfissuras até níveis de tensão da ordem de 65% de sua resistência. Mesmo para uma fração entre 80% e 90% da sua resistência, o quadro de fissuras é formado por poucas microfissuras isoladas na zona de transição. O diagrama tensão-deformação é praticamente linear até esse nível de tensão. Só a partir desse estágio é que a microfissuração evolui e o diagrama tensão-deformação torna-se curvo. Após ser alcançada a tensão-máxima, ocorre a destruição do material e a ruptura que acontece é brusca e frágil. Os diagramas tensão-deformação para os concretos acima de 50 MPa experimentam uma mudança, pois tornam-se aproximadamente triangulares.

A diferença de comportamento em relação aos concretos usuais é consequência da maior resistência da zona de transição dos concretos de alta resistência. A

configuração mais linear do diagrama tensão-deformação reflete a reduzida quantidade de microfissuras nesses concretos, até níveis mais altos de sollicitação. Alguns diagramas tensão-deformação típicos de concretos de resistências diferentes são apresentados na **figura 1.1**.

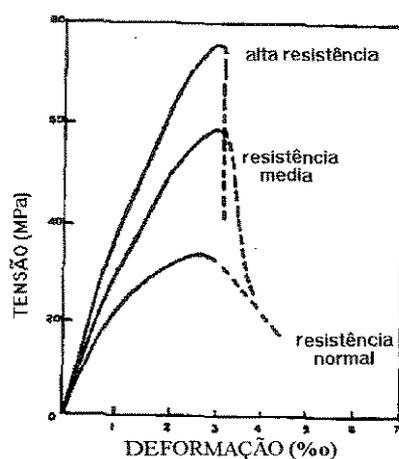


Figura 1.1 - Diagramas tensão-deformação típicos do concreto

1.3.3 - RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO: A geometria, o tamanho, a idade e as condições de cura dos corpos-de-prova são os principais fatores que influenciam a resistência à compressão uniaxial do concreto. O aumento relativo na resistência à compressão de um concreto de alta resistência após 28 dias, é menor que para um concreto de resistência usual. Tal característica decorre da falta de água livre disponível para a hidratação posterior, combinada com a possível limitação da capacidade do agregado.

Para concreto de alta resistência com sílica ativa, o ganho relativo de resistência, depois dos 28 dias, é geralmente mais baixo que para concreto sem sílica ativa com a mesma relação água/cimento. Pesquisas relatam não haver qualquer tendência de perda de resistência à compressão em concretos, com ou sem sílica ativa curados ao ar ou curados com água, com idades variando de 2 a 10 anos.

1.3.4 - MÓDULO DE DEFORMAÇÃO LONGITUDINAL: Como o diagrama tensão deformação do concreto não é linear, diferentes critérios são aplicados para a determinação do seu módulo de deformação longitudinal.

O módulo de deformação longitudinal do concreto está relacionado com as propriedades da pasta, com a rigidez dos agregados e com o método empregado para sua determinação.

Em virtude da maior resistência e da maior rigidez, tanto da pasta como da interface pasta-agregado, e ainda, do retardamento da microfissuração interna mostrado pelos concretos de alta resistência, o seu módulo de deformação é maior que os apresentados pelos concretos usuais.

Entre as expressões que relacionam o módulo de deformação tangente na origem e que figuram em normas e recomendações, algumas podem ser mencionadas:

No Código Modelo CEB-FIP de 1990:

$$E_c = 10.000 (f_{cm})^{1/3} \text{ (MPa)}$$

Na Norma Norueguesa NS 3473-89:

$$E_c = 9.500 (f_{cm})^{0,3} \text{ (MPa)}$$

Na Norma Brasileira NBR-6118:

$$E_c = 6.600 (f_{cm})^{0,5} \text{ (MPa)}$$

CARRASQUILLO et al⁶:

$$E_c = 3.320 (f_{ck})^{0,5} + 6.900 \text{ (MPa)}$$

1.3.5 - COEFICIENTE DE POISSON: AHMAD et al. citados pelo FIP/CEB¹², baseados em informações disponíveis para concreto de alta resistência no regime elástico, propõem que o coeficiente de Poisson assumira valores no intervalo conhecido para o concreto de resistência usual, ou seja, de 0,18 a 0,24, dependendo do nível de tensão.

1.3.6 - RESISTÊNCIA À TRAÇÃO: Ainda que a participação da resistência do concreto à tração seja desprezada na resistência das peças de concreto armado e protendido, ela é, em geral, uma propriedade importante no desenvolvimento da fissuração e na previsão de deformação e da durabilidade do concreto. As características de aderência e os comprimentos de ancoragem também estão relacionados com a resistência à tração do concreto.

Usualmente a resistência do concreto à tração aumenta com o crescimento da resistência à compressão, embora de forma não diretamente proporcional.

- THORENFELD, citado pelo FIP/CEB¹², propõe a seguinte equação aproximada para o cálculo da resistência característica à tração determinada de modo direto:

$$f_{ctk} = 0,3 (f_{ck})^{0,6} \text{ (MPa)}$$

- CARRASQUILLO et al⁶ propõem para estimativa de resistência à tração na compressão diametral:

$$f_{ctk} = 0,54 (f_{ck})^{0,5} \text{ (MPa)}$$

- A Norma Norueguesa NS 3473-89 considera a resistência à tração axial, dada pela expressão seguinte:

$$f_{ctk} = 0,3 (f_{c,cubo})^{0,6} \text{ (MPa)}$$

onde $f_{c,cubo}$ é a resistência característica à compressão medida em corpos-de-prova cúbicos com aresta de 10 cm.

- A Norma Brasileira NBR 6118 propõe para os concretos com resistência superior a 18 MPa, a seguinte correlação:

$$f_{ctk} = 0,06 f_{ck} + 0,7 \text{ (MPa)}$$

1.3.7 - FLUÊNCIA: Como regra geral a fluência no concreto de alta resistência é menor que no concreto comum. Portanto as perdas por deformação lenta no concreto de alta resistência são bem menores. Essa diferença é da ordem de 30% a menos em favor do concreto de alta resistência, quando comparada à do concreto comum. Não é fácil explicar porque, pois várias causas estão presentes, pois o concreto de alta resistência têm:

- melhor trabalhabilidade da argamassa;
- agregado mais selecionado;
- microfissuração reduzida ou quase nula;
- influência dos aditivos;
- baixa relação água/cimento;
- menos poros capilares.

1.3.8 - GANHO DE RESISTÊNCIA COM A IDADE: O ganho relativo de resistência nas idades iniciais é maior que para concretos usuais. Enquanto nesses concretos a resistência à compressão aos 7 dias é de 60% a 65% daquela aos 28 dias, nos de alta resistência é de 75% a 80% para as mesmas idades. Acredita-se que a maior taxa de crescimento da resistência nas idades iniciais, verificada nos concretos de alta resistência, seja causada pela temperatura mais alta reinante durante a cura, devido a uma quantidade maior de calor de hidratação, resultante da maior quantidade de cimento presente. Entretanto, o aumento relativo da resistência após 28 dias, é geralmente menor que para os concretos usuais. Acredita-se que isso se deva ao esgotamento prematuro da água livre existente para prosseguimento da hidratação.

1.4 - VIABILIDADE TÉCNICO-ECONÔMICA DA UTILIZAÇÃO DO CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA:

Relaciona-se abaixo as causas principais do interesse pelo concreto de alta resistência:

- obtenção de melhor desempenho do material;
- aumento da capacidade resistente dos elementos estruturais para uma dada seção transversal;
- diminuição do peso próprio permitindo um aumento dos vãos;
- diminuição da área da seção transversal dos elementos de suporte para uma dada carga;
- redução do peso próprio permitindo um aumento da altura dos edifícios;
- redução de cargas nas fundações, e
- possibilidade de reduzir custos.

Os concretos de alta resistência, além de possuírem alta resistência à compressão e alto módulo de deformação, possuem, entre outras qualidades, as seguintes:

- pouca segregação;
- ausência de exsudação;
- baixa permeabilidade;
- alta resistência ao ataque de cloretos e sulfatos;
- alta resistência mecânica com pouca idade, e
- menor fluência que os concretos normais.

Por essas qualidades, o concreto de alta resistência tem sido aplicado em vários campos, entre os quais podem ser destacados:

- pilares de edifícios;
- vigas com vãos longos;

- pontes com grandes vãos;
- obras marítimas;
- pré-moldados;
- obras hidráulicas;
- reparos em obras de concreto, e
- pisos de alta resistência.

No Brasil, a tecnologia dos concretos de alta resistência está sendo desenvolvida desde o final da última década, com base na utilização da sílica ativa, a qual produz aumento da resistência e melhora do seu desempenho.

A sílica ativa é sub-produto da produção de silício metálico e de ligas de ferro-silício. É um pó extremamente fino captado por filtros dos gases de exaustão resultantes da redução de quartzo por carvão em fornos a arco, antes que esses gases sejam lançados na atmosfera. É empregada geralmente entre 10% a 15% do peso do cimento. Por ser sílica amorfa quase pura e extremamente fina, a sílica ativa é a mais reativa das pozolonas.

No início a sílica ativa era importada, mas atualmente já é fornecida pela indústria nacional. Embora só recentemente essa tecnologia esteja se tornando mais conhecida do meio técnico nacional, algumas aplicações de concreto de alta resistência com sílica ativa já foram realizadas com apoio no estado de conhecimento vigente em outros países, entretanto, parece indispensável que se tenha domínio das propriedades desse material e do comportamento das peças estruturais em que ele possa ser empregado, utilizando os materiais disponíveis no país.

Portanto, para atender a essa necessidade e outras, para criar novas propostas, há um grupo de pesquisas sobre concreto de alta resistência e suas aplicações, na UNICAMP, para o qual este trabalho representa uma contribuição.

1.5 - APLICAÇÕES DO CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA:

O concreto de alta resistência teria sido empregado em edifícios pela 1ª vez em 1965 durante a construção do LAKE POINT TOWER em Chicago, E.U.A. Este edifício com 70 andares recebeu nos pilares, concreto com resistência característica de 52 MPa.

Dois anos mais tarde (1967), o concreto de alta resistência seria empregado na construção da WILLOWS BRIDGE, em Toronto, Canadá, marcando o início da utilização em pontes.

Entre as aplicações em pilares, vigas e fundações de edifícios, podem ser citadas, como exemplos, as seguintes:

- Mid-Continental Plaza Building (Chicago, 1972), onde foi empregado concreto com resistência característica à compressão de 63 MPa, nos pilares dos 20 andares inferiores;
- Water Tower Place Building, (Nova York, 1973), que recebeu concreto com resistência característica de 63 MPa, nos pilares dos 7 andares inferiores;
- Helmsley Palace Hotel, (Nova York, 1978), onde foi utilizado concreto com resistência característica de 56 MPa nas colunas, com a finalidade de diminuir seu diâmetro.
- Columbia Center (E.U.A., 1983), onde concreto com resistência de 66 MPa foi indicado com o objetivo de suportar altas cargas e de oferecer um módulo de deformação alto, a fim de diminuir a oscilação dos andares superiores da estrutura do edifício que possui 76 andares.

O concreto de alta resistência tem sido aplicado também em pontes. Como exemplos, podem ser citadas:

- Ponte ferroviária AKKAGAWA (Japão, 1975), a resistência especificada para os elementos pré-moldados foi de 80 MPa;

- Ponte Le Pertuiset (França, 1987 a 1988), onde a resistência característica foi de 60 MPa;
- Ponte Holandsfjord (Noruega), com resistência característica de 45 MPa a 55 MPa.

No Brasil, como exemplos, podem ser citados:

- O edifício que abriga o Museu de Arte de São Paulo, também conhecido como Edifício Trianon, que é obra de grande destaque no meio técnico nacional. Foi certamente um dos primeiros casos de aplicação do concreto de alta resistência entre nós. Concluída há mais de 25 anos. Como relata FERRAZ¹¹: “Pela 1ª vez, um vão livre superior a 74 m era vencido numa estrutura de edifício. Não era apenas espantoso a singularidade de um tal comprimento de viga, nunca antes realizado, mas, e sobretudo, a enorme carga suportada, da ordem de 17 tf por metro linear. Vão tão grande e carga excepcional determinaram a execução de vigas protendidas caixão, com 3,50 m de altura, transpassadas cada uma com 102 cabos de protensão de 30 toneladas”. Para execução dessas vigas foram empregados cerca de 1000 m³ de concreto de alta resistência.
- O edifício do CNEC, em São Paulo, onde a resistência característica especificada para os pilares foi 60 MPa, o que levaria a uma resistência média de 72 MPa.
- O reparo de uma viga da casa de máquinas da usina hidrelétrica de Itaipú, onde foi utilizado concreto com sílica ativa com resistência à compressão de 56,9 MPa, aos 28 dias.
- Um edifício de 11 andares, no Rio de Janeiro, com mais de 40 anos, teve as lajes de 4 pavimentos recuperadas com concreto de alta resistência. Na reconstrução dessas lajes foi empregado concreto com sílica ativa cuja resistência era 48 MPa aos 28 dias.
- Ampliação do Cais do Porto de Luís Correia no Piauí. Concreto de alta resistência com sílica ativa foi empregado em virtude da ótima aderência oferecida por esse concreto quando aplicado sobre o concreto antigo.

CAPÍTULO 2

LIGAÇÕES MONOLÍTICAS DE PEÇAS DE CONCRETO ARMADO

Até há algum tempo, pouca atenção era dispensada no projeto às uniões entre os elementos que compõem as estruturas de concreto. Tratando-se da união entre barras ou painéis, também denominada nó, considerava-se que a sua resistência fosse igual à da barra ou painel mais fraco.

Trabalhos recentes sobre o tema demonstraram a fragilidade desta hipótese. Os nós, são frequentemente as regiões mais fracas em um sistema estrutural. Entre os trabalhos realizados nesta área recentemente, alguns serão comentados neste capítulo. Este trabalho também representa uma contribuição a esses estudos considerando as ligações de barras executadas com concreto de alta resistência.

2.1- DISTRIBUIÇÃO DAS TENSÕES AO LONGO DA DIAGONAL DO NÓ

Segundo Nilsson²¹, o estado de tensão em nós e ligações como calculado pela teoria da elasticidade, é válido antes que ocorra a fissuração (estádio I). Depois da fissuração e nos estádios posteriores (II e III), os nós atuam como uma estrutura composta, feita pela armadura e o concreto. Então a análise da ligação é mais complicada que para corpos homogêneos.

Apesar dos resultados provenientes da teoria da elasticidade serem válidos somente antes da fissuração, estes resultados ajudam a indicar onde ocorrem tensões de tração. A partir de uma análise elástica, algumas orientações são obtidas com respeito a localização das armaduras de tração nas ligações e nós. Com a utilização de elementos finitos, Nilsson²¹ obteve, para nós de pórticos em ângulo reto, as distribuições de tensão

representadas nas figuras 2.1 a 2.3, para a bissetriz e a diagonal, no caso de momento positivo.

A figura 2.1 mostra a distribuição das tensões ao longo da bissetriz do nó sujeito a momento positivo. A tensão σ_x , apresenta um pico na parte interna do nó, o que explica porque ocorre fendilhamento nos nós para pequenos carregamentos. As tensões σ_y causam uma fissuração na diagonal ao longo do nó, o que resulta em colapso repentino a menos que uma armadura seja introduzida. Essas tensões devem ser consideradas distribuídas parabolicamente perpendiculares com a diagonal do nó (ver figura 2.2).

A figura 2.3 mostra tensões no nó em T sujeito a momentos. As tensões ao longo das seções do nó devem ser novamente consideradas parabolicamente distribuídas. Se o esquema de armaduras não é conveniente, as tensões causam uma fissura na diagonal do nó, o que resulta em colapso repentino.

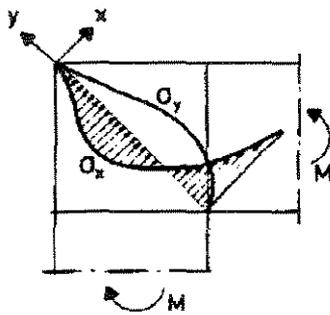


Fig. 2.1-Tensões σ_x e σ_y ao longo da diagonal do nó.

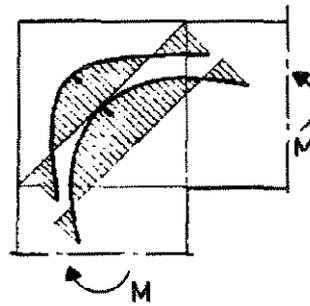


Fig. 2.2- Tensões de tração nas seções do nó consideradas parabolicamente distribuídas.

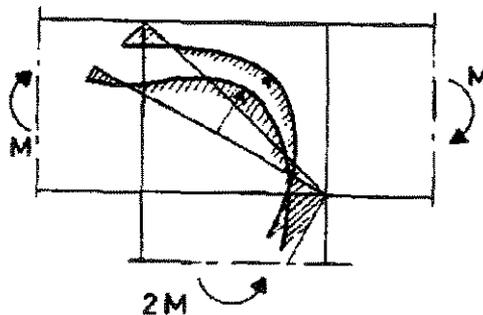


Fig. 2.3 - Distribuição das tensões de tração nas seções do nó consideradas parabolicamente distribuídas.

Segundo Park e Paulay²², a identificação correta dos problemas é a chave para o sucesso do detalhamento.

As exigências essenciais para a execução satisfatória de um nó em uma estrutura de concreto armado podem ser resumidas nas apresentadas a seguir:

- 1- O comportamento em serviço do nó deve ser igual, em qualidade ao das barras que a ele concorrem;
- 2- A resistência do nó deve corresponder pelo menos à combinação mais desfavorável de forças nas barras;
- 3- A resistência do nó não deverá determinar a capacidade resistente da estrutura e seu funcionamento não deve impedir o desenvolvimento total da resistência das barras adjacentes;
- 4- Facilidade de execução, especialmente na concretagem e compactação do concreto.

A capacidade resistente nos nós é grandemente afetada pelo tipo de carregamento.

A união entre dois elementos é feita por um ângulo. O nó de canto de um pórtico é o exemplo mais comum.

Quando a estabilidade da estrutura depende do bom comportamento dos nós, como nos pórticos, as forças internas geradas pelas barras junto à união, podem causar a ruptura do nó antes que seja atingida a capacidade resistente da viga ou do pilar.

As medidas da seção transversal dos elementos estruturais que concorrem para o nó e a magnitude das ações não afetam apenas o seu dimensionamento, mas também o detalhamento. Em uma união monolítica de laje com paredes de concreto, as espessuras pequenas das peças, impedem a colocação de armadura transversal (armadura secundária). As uniões de vigas-pilares, por possuírem grandes espessuras permitem a colocação de barras e estribos.

O funcionamento do nó em ângulo reto é fundamentalmente afetado pelo sentido do carregamento. Por esta razão, se examinarão em separado as uniões sujeitas a carregamento que tendem a fechar o nó (aproximar as barras) e aquelas nas quais as cargas tendem a abrir o nó (afastar as barras).

2.2- NÓS DE PÓRTICOS EM ÂNGULO RETO COM MOMENTO NEGATIVO

Na **figura 2.4**, está representada uma união sujeita a momento que provoca fechamento onde se indicam as resultantes de tração e compressão que atuam no nó:

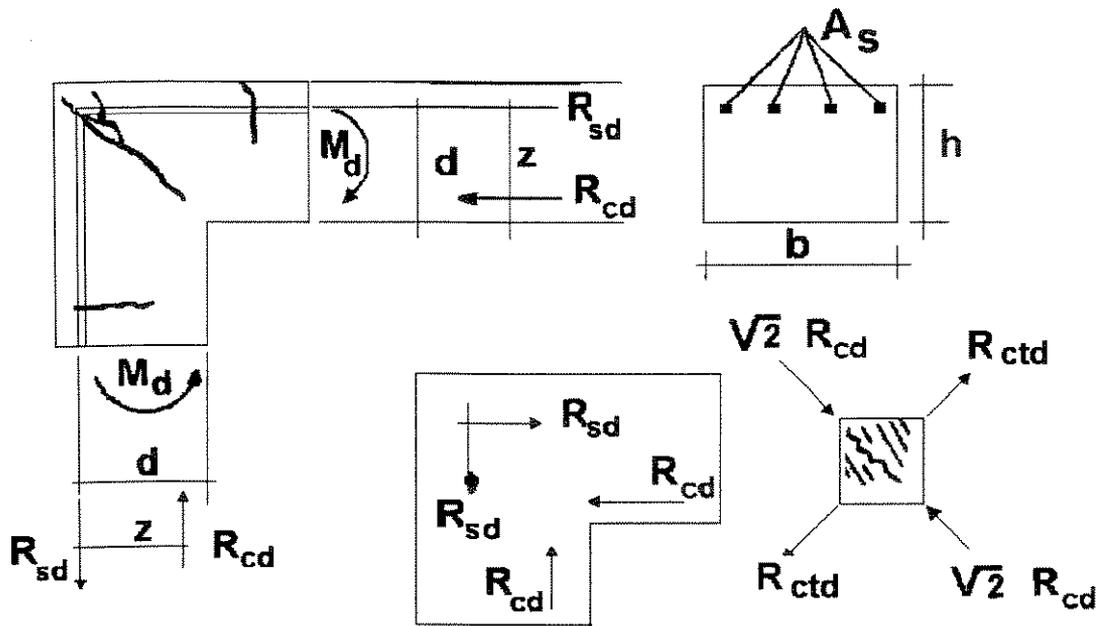


Figura. 2.4 - União sujeita a momento de fechamento e as resultantes de tração e compressão

Segundo Burke e França⁴, admitem-se as forças de tração R_{sd} na armadura A_s atuando diretamente na dobra, comprimindo o concreto no interior da armadura com $\sqrt{2} R_{sd}$ (peças simétricas). As forças R_{cd} combinadas dão como resultante $\sqrt{2} R_{cd}$ igual e contrária a $\sqrt{2} R_{sd}$.

Da atuação dessas resultantes inclinadas de 45° aparece uma força de expansão transversal R_{td} , que pode grosseiramente ser avaliada em $\frac{1}{3} \sqrt{2} R_{sd}$, inclinada de 135° .

A capacidade resistente do concreto à tração é avaliada grosseiramente em $\frac{2}{3} 0,6 b d \sqrt{2} f_{ctd}$, sendo f_{ctd} a resistência de cálculo à tração do concreto.

Sendo a taxa de armadura tracionada $\rho = \frac{A_s}{b.d}$, tem-se:

$$R_{ctd} = \frac{2}{3} \cdot 0,6 b d \sqrt{2} f_{ctd} = \frac{1}{3} \sqrt{2} R_{sd} = \frac{1}{3} \sqrt{2} A_s \cdot f_{yd}$$

de onde resulta: $\rho = 1,2 \frac{f_{ctk}}{f_{yk}}$

As forças no concreto e no aço se combinam para produzir uma resultante de compressão na bissetriz do ângulo, por causa da deterioração da ligação ao longo das barras externas. Ensaios efetuados por Kemp e Mukherjee¹⁶, citados por Park e Paulay²², mostraram que, em situação de projeto, considerando a resistência do concreto à tração na compressão diametral, a taxa de armadura nesse caso é a da equação acima. Suas experiências mostraram que é possível alcançar plena capacidade resistente à flexão das barras na face do nó quando a taxa de armadura ρ está levemente abaixo desse limite. Para valores mais elevados de ρ , ocorreram rupturas frágeis à tração, sem que fosse atingida a capacidade resistente à flexão das barras na face do nó.

Resumindo, para se obter a resistência adequada em nós de 90°, de pequenos elementos, é necessário que:

- 1- A tração do aço seja contínua no nó;
- 2- As barras tracionadas sejam dobradas com um raio interno suficiente para prevenir o comprometimento ou ruptura embaixo das barras. Para esses fins, a colocação de barras transversais no interior das dobras é aconselhado, (como mostra a **figura 2.5**).

- 3- A taxa de armadura tracionada seja limitada a: $\rho \leq 6 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$

Portanto, segundo Burke e França⁴, neste tipo de nó a armadura tracionada deve ser dobrada e ter continuidade com a outra armadura tracionada.

Em peças com a armadura de tração contínua, pode ocorrer diminuição da capacidade resistente do nó, quando o raio r_i interno da dobra for insuficiente. O raio mínimo de dobramento será tanto maior quanto menor o cobrimento lateral das barras e quanto menor a largura b .

Para mais que uma camada, também será aumentado o raio mínimo. A fixação de um raio mínimo de dobramento visa evitar um esmagamento localizado na face interna da dobra, que teria como resultado uma deformabilidade maior do nó. O aparecimento de tensões elevadas de tração perpendicular ao plano da dobra é mais comum nas barras de extremidade.

A presença de uma armadura perpendicular à dobra melhora o funcionamento do nó, agindo como uma “sapata” para a distribuição das tensões provenientes da dobra, evitando de certa forma o fendilhamento.

Para evitar o fendilhamento da diagonal de compressão, pode-se tomar as seguintes providências:

- 1- usar um concreto mais resistente;
- 2- colocação de uma “esteira” de malha soldada, posicionada em curva no interior do nó (escada de marinheiro), para o caso de nós muito solicitados.
- 3- colocação de mísulas ou canto interno arredondado.

Recomenda-se ainda que as emendas das barras tracionadas sejam executadas, de modo geral, fora dos nós, quando este for muito solicitado.

Segundo Leonhardt¹⁷, em geral, deve-se evitar a emenda das barras do banzo, em nós de pórticos, próximo ao canto ou, então, adotar luvas. No caso de porcentagens moderadas de armadura $\rho \leq 0,5\%$ e $\emptyset \leq h/18$, é possível executar uma emenda por traspasse de laços em gancho de acordo com a **figura 2.6**. No interior dos ganchos ou laços, deve-se dispor 4 barras transversais contra o fendilhamento.

A norma alemã DIN 1045 prescreve, para as emendas por traspasse na região do nó, um comprimento de traspasse pelo menos igual a uma fração do comprimento de ancoragem que, de acordo com as normas brasileiras, equivale ao comprimento $\Psi 5\ell_b$,

conforme indicado na **figura 2.7**. A norma alemã ainda prescreve qualidade do concreto $\beta_n \geq 250$, aço nervurado e estribos ou estribos em laço em forma de grampos, como armadura transversal. No caso das barras do pórtico terem uma altura maior que 70 cm, deve-se dispor nas superfícies laterais uma armadura para limitação das aberturas das fissuras, como prescrito no caso de almas altas.

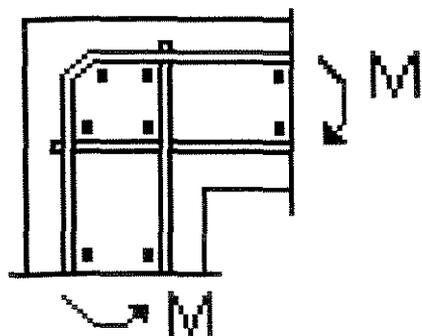


Fig. 2.5 - Colocação de barras transversais.

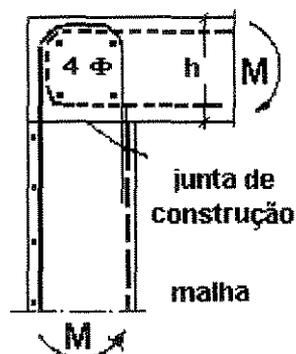


Fig. 2.6 - Traspasse da armadura do nó com laços.

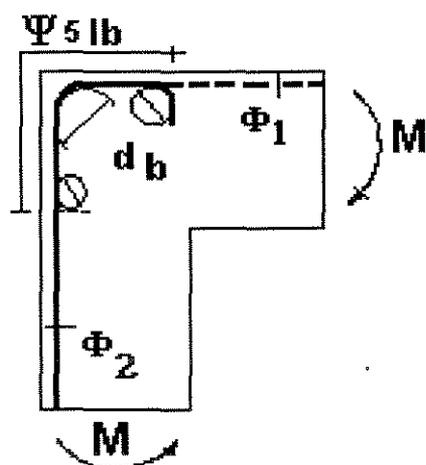
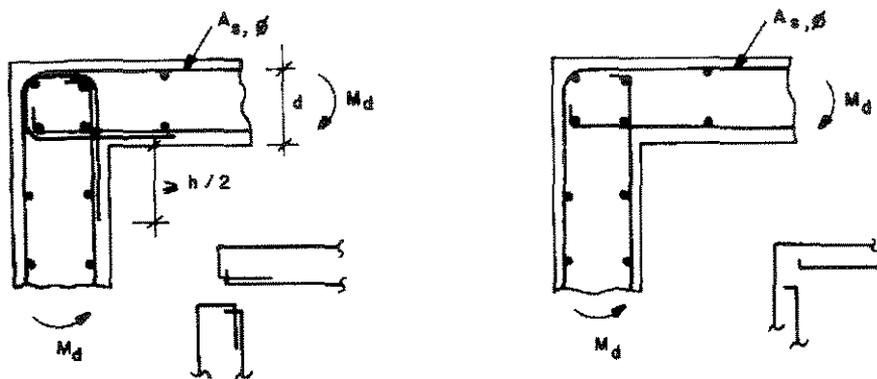


Fig. 2.7 - Traspasse da armadura do nó com ganchos

A seguir são propostos tipos de detalhamentos, segundo Burke e França⁴, adequados para nós de lajes e paredes, sujeitos somente a momentos negativos (que fecham o nó), ver **figuras 2.8 e 2.9**.

1º CASO: Quando $\rho \leq 1,2 \frac{f_{ctk}}{f_{yk}}$ onde $\rho = \frac{A_s}{b.d}$



NAS DOBRAS DE A_s , USAR RAIOS DE GANCHO SE $\phi \leq h/18$ ou $\phi \leq 10$

Fig. 2.8 - Detalhes do nó sujeito a momento negativo (caso 1)

2º CASO: Quando $\rho > 1,2 \frac{f_{ctk}}{f_{yk}}$, onde $\rho = \frac{A_s}{b.d}$

Neste caso é necessária a colocação de mísula, devendo-se atender a condição:

$$\rho f_{ict} \leq 1,2 \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} \quad \text{com} \quad \rho f_{ict} = \frac{A_s}{b(d + a/2)} \geq 0,67 \frac{A_s}{bd}$$

onde **a** é o cateto do triângulo formado pela mísula como indicado na **figura 2.9**.

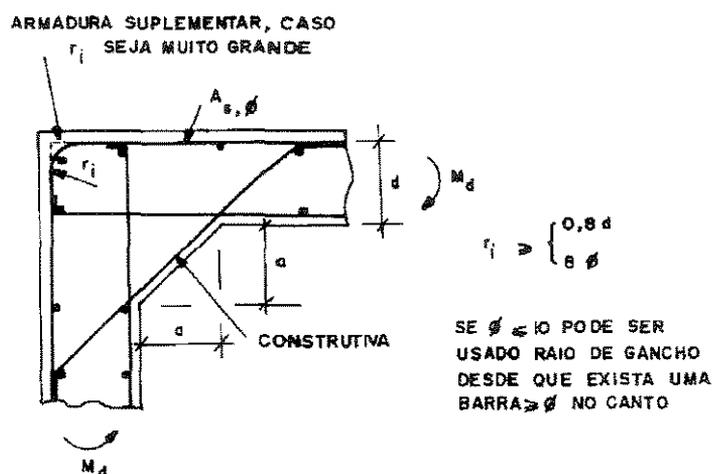


Fig. 2.9 - Detalhe do nó sujeito a momento negativo (caso 2)

pois, houve um aumento da altura útil na diagonal de aproximadamente $\sqrt{2}$ d para aproximadamente $\sqrt{2}(d + a/2)$

Segundo Leonhardt¹⁷, a armadura do banzo situada no lado externo deve ser detalhada com raio de dobramento suficientemente grande para evitar que a pressão devida à mudança de direção das barras da armadura $p = \frac{R_s}{\Gamma_i}$ cause fendilhamento no concreto.

Nas fórmulas relacionadas à seguir foram trocadas as nomenclaturas originais (segundo Leonhardt¹⁷) por nomenclaturas concordantes com a norma brasileira.

Com o coeficiente de segurança 1,75 da norma alemã, a pressão devido à mudança de direção, para cargas de utilização, deve ser limitada a:

$$p_{adm} = 0,3 f_{c, \text{cubo}} \cdot \frac{\sqrt{a_1}}{\phi} \leq f_{c, \text{cubo}}$$

Daí, resulta o raio interno necessário para o dobramento da armadura:

$$\Gamma_{i, \text{nec}} \geq \frac{\pi}{4 \cdot 0,3 \cdot f_{c, \text{cubo}}} \cdot \frac{f_y}{1,75} \cdot \phi \cdot \frac{\sqrt{\phi}}{a_1} = 3 \cdot \frac{f_y}{f_{c, \text{cubo}}} \cdot \phi \cdot \frac{\sqrt{\phi}}{a_1}$$

onde $f_{c, \text{cubo}}$ é a resistência do concreto à compressão em cubos com aresta de 20cm e a_1 é o espaçamento entre eixos das barras. Nessa expressão adotar a_2 em lugar de a_1 quando $a_1 > 2a_2$. Conforme indicado na **figura. 2.10**, a_2 é a distância do eixo da barra mais externa ao bordo da seção.

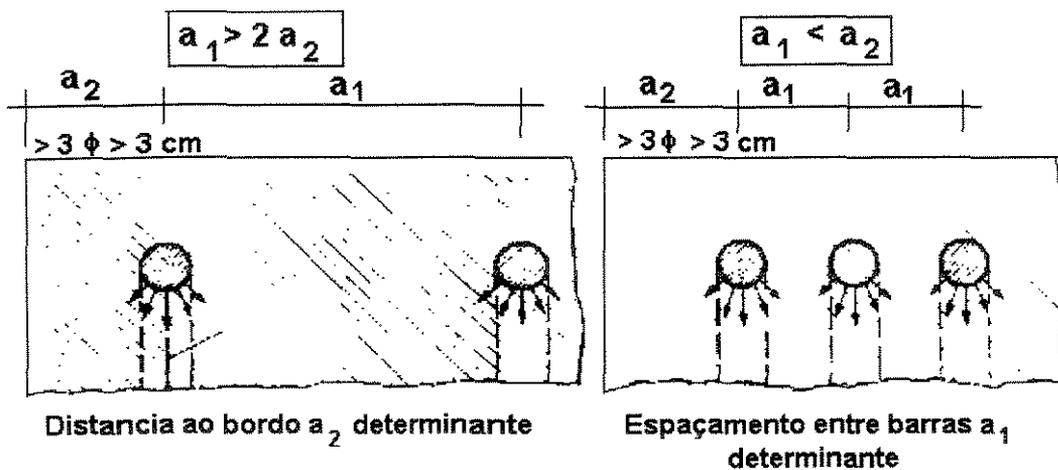


Figura 2.10 - Ocorrência de fendilhamento devido à pressão p ocasionada pela mudança de direção em barras curvas.

Quando se adotam raios internos pequenos para o dobramento da armadura principal, é necessário adotar também uma armadura especial para absorver as tensões devidas ao fendilhamento, em 2 ou 3 camadas, de preferência constituída por barras soldadas, colocada no interior da curvatura da armadura principal.

2.3 - NÓS DE PÓRTICOS EM ÂNGULO RETO COM MOMENTOS POSITIVOS

O funcionamento dos nós em ângulo reto é mais afetado quando eles estão sujeitos a momentos que tendem a abri-los. Representam-se na **figura 2.12** as forças resultantes nas seções limites de um nó desse tipo. Como mostra a **figura 2.12**, as forças de compressão que atuam junto ao contorno externo do nó, resultam em uma força que

tende a destacar a parte triangular do canto do nó. Somente a força de tração interna ($\sqrt{2} R_s$) é capaz de resistir a essa força diagonal. Os exemplos de fissuras em nós desse tipo (figura 2.11), mostram esse comportamento.

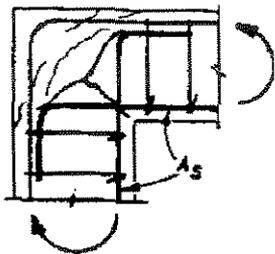


Fig. 2.11 - Fissuras típicas

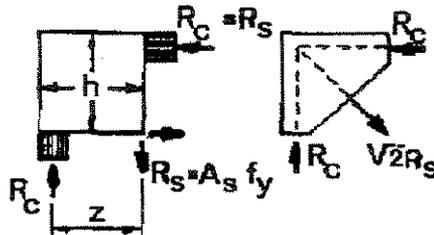


Fig. 2.12 - Forças no nó sujeito a momento positivo

Os arranjos de armadura usuais eram, quase todos, ineficientes e não reproduziam a capacidade resistente à flexão das partes de um pórtico que se ligam no nó, porque a força de tração ($\sqrt{2} R_s$) atuando na bissetriz do ângulo, devido as tensões σ_y , não era levada em conta corretamente (figura 2.13). Essa tensão é tão elevada que a fissura indicada na figura 2.11, com as porcentagens usuais de armadura, surge já para uma carga da ordem de 30% a 50% da carga-limite da barra reta; com isso, fica comprometida a colobaração da zona do nó comprimida na flexão. Portanto, são necessárias medidas adicionais para garantir a capacidade resistente do nó.

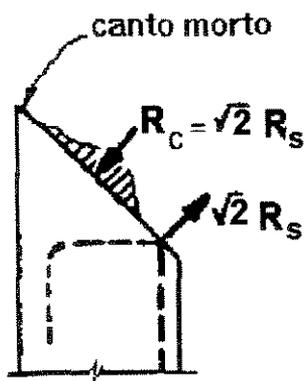


Fig. 2.13 - Forças ao longo da diagonal do nó

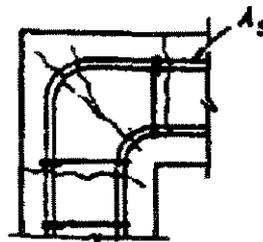


Fig. 2.14- Tipo de arranjo usado em testes na Universidade de Nottingham

Testes foram realizados por Mayfield et al.¹⁸ na Universidade de Nottingham, usando na maioria das ligações, arranjos similares ao da **figura 2.14**. Como se esperava, as barras internas tenderam a se endireitar. Esse detalhe é insatisfatório, embora, às vezes seja empregado. Estribos em diagonal aumentaram a capacidade do nó em 10% a 20%. A contribuição de estribos é muito sensível para essa condição de ancoragem. Somente quando firmemente dobrados ao redor da armadura principal eles responderam imediatamente ao carregamento, desta forma controlando o crescimento das aberturas das fissuras. Segundo citação de Park e Paulay²², Swann²⁷ comparou diversos tipos de arranjos de nós, muitos deles comumente usados. Os dois melhores tipos são os mostrados na **figura 2.15**. A conclusão foi que a capacidade das barras não poderia ser atingida. Suas ligações tinham uma taxa de armadura de 3%. Um melhor desempenho da capacidade resistente à flexão poderia ter sido alcançado, se fosse adotada uma taxa menor. Isso ficou evidente no trabalho de Nilsson²¹, que mostrou que com taxa de 0,5% a 0,8% de armadura resistente à flexão e com uma ancoragem parecida com a da **figura 2.15**, somente cerca de 80% da capacidade resistente à flexão é alcançada.

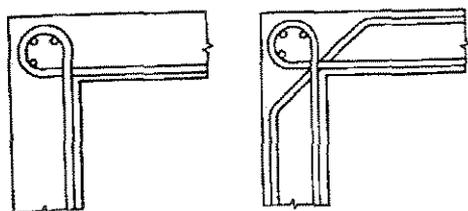


Fig. 2.15- Nós estudados por Swan²⁷, com arranjos usando laços.

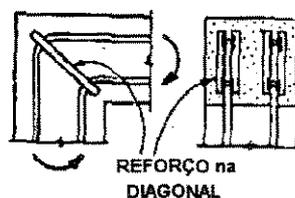


Fig. 2.16- Arranjos com reforços diagonais.

Segundo Park e Paulay²², um reforço deveria ser utilizado a fim de resistir a tensão na diagonal. Sua ausência causaria ruptura no nó, após o início antecipado da fissura, como na **figura 2.11**. O uso de reforços firmemente amarrados dentro dos pequenos nós (**figura 2.16**), causou bons resultados, segundo Swann²⁷, citado por Park e Paulay²².

Para grandes nós recomenda-se que estribos inclinados na direção da bissetriz do ângulo sejam colocados para resistir à tensão total inclinada sobre o nó (ver **figura 2.17**). A armadura principal na bissetriz do ângulo do nó tracionado, de valor igual ou maior que metade da armadura de flexão A_s , previniu o escoamento da armadura de flexão no nó e também forneceu a ancoragem adequada para os estribos inclinados.

Pesquisas de Nilsson²¹ sugerem que laços contínuos da armadura principal resistente à flexão com algumas barras inclinadas no interior do nó (ver **figura 2.17**), forneçam resistência suficiente contra a ruptura na diagonal tracionada, quando a porcentagem de armadura resistente à flexão não é excessiva. Deste modo, propõe que sejam acrescentados estribos quando a porcentagem de armadura resistente à flexão exceda 0,5%.

Problemas de construção podem aparecer devido ao congestionamento das barras no nó (ver **figura 2.17**). Neste caso, um arranjo de armadura ortogonal com estribos verticais e horizontais pode ser mais prático (**figura 2.18**).

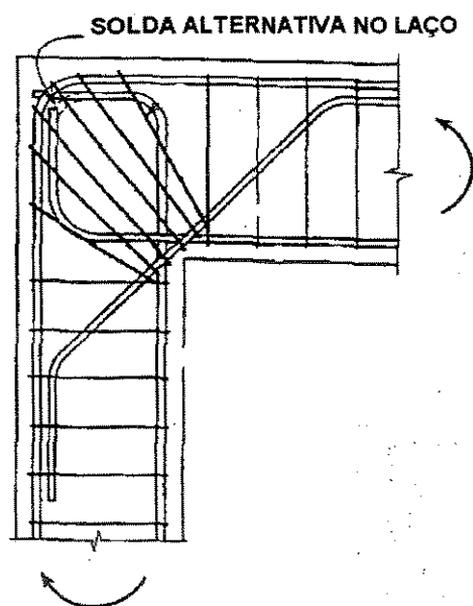


Fig. 2.17 - Detalhes sugeridos para grandes nós, com momentos positivos.

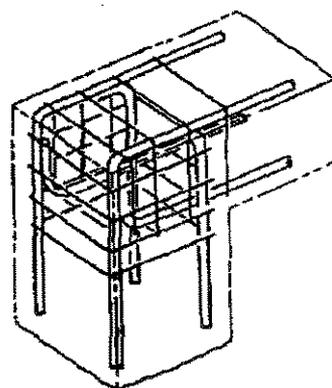


Fig. 2.18 - Armadura ortogonal.

Das investigações feitas por Nilsson e Losberg²¹, puderam ser deduzidos os critérios de dimensionamento para diferentes tipos de armaduras:

CASOS 1 e 2: Para se obter a capacidade resistente suficiente é necessário aumentar o valor de ρ_{dimens} , determinado no dimensionamento à flexão, até o valor ρ_{nec} . No caso 1, **figura 2.19**, o diâmetro do pino de dobramento deve ser tão grande quanto a altura h da seção transversal o permita, porém não pode ser menor que 10ϕ . Para o caso da altura h ser muito grande, ver o caso 2, **figura 2.20**.

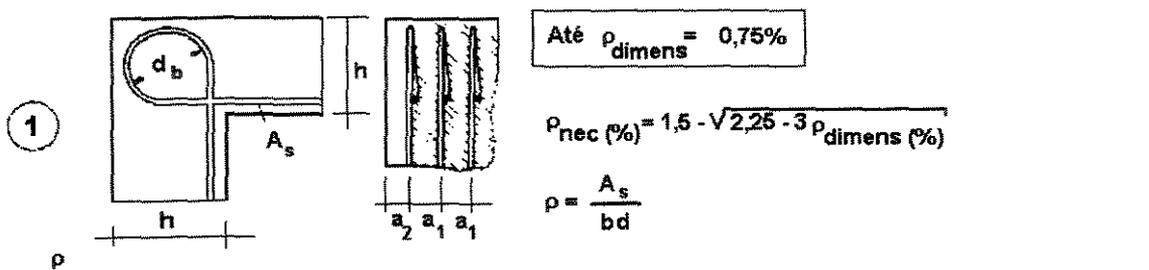


Figura 2.19 - Critérios de dimensionamento para nós com momento positivo - caso 1

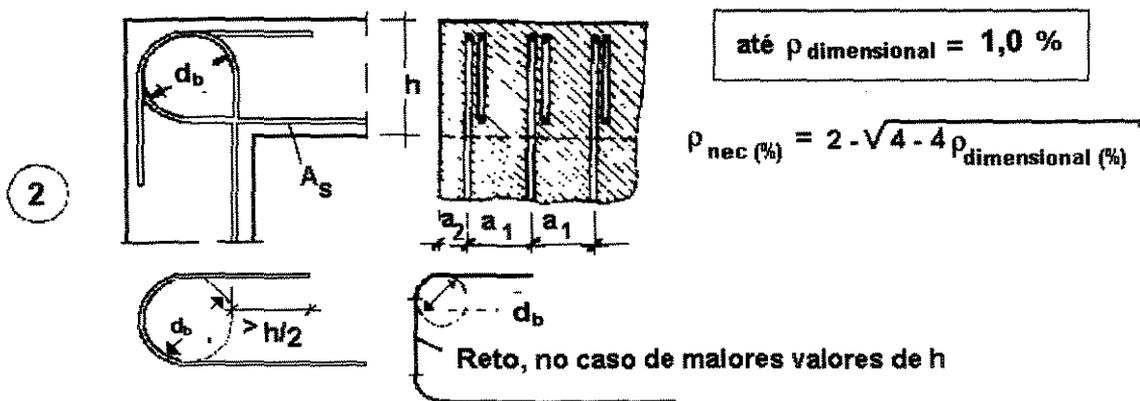


Figura 2.20 - Critérios de dimensionamento para nós com momento positivo - caso 2

CASO 3: Apresenta um tipo de armadura, **figura 2.21**, com capacidade resistente suficiente, esclarecido pelo desenvolvimento dos esforços indicados na **figura 2.22**. As barras em forma de U que envolvem o canto externo, permitem uma resultante

de compressão, na seção a-a, situada bem para fora e, com isso, um grande braço de alavanca interno z_i . As barras inclinadas adicionais aumentam a capacidade de absorver o esforço de tração, conduzem a uma maior rigidez do canto e diminuem a fissuração. No caso de porcentagens mais elevadas de armadura ($\rho \geq 1,2\%$), entretanto, as tensões de tração na seção b-b (no início da curvatura da barra), mostradas no detalhe da **figura 2.22**, conduzem à ruptura do nó antes que seja atingido o momento teórico de cálculo.

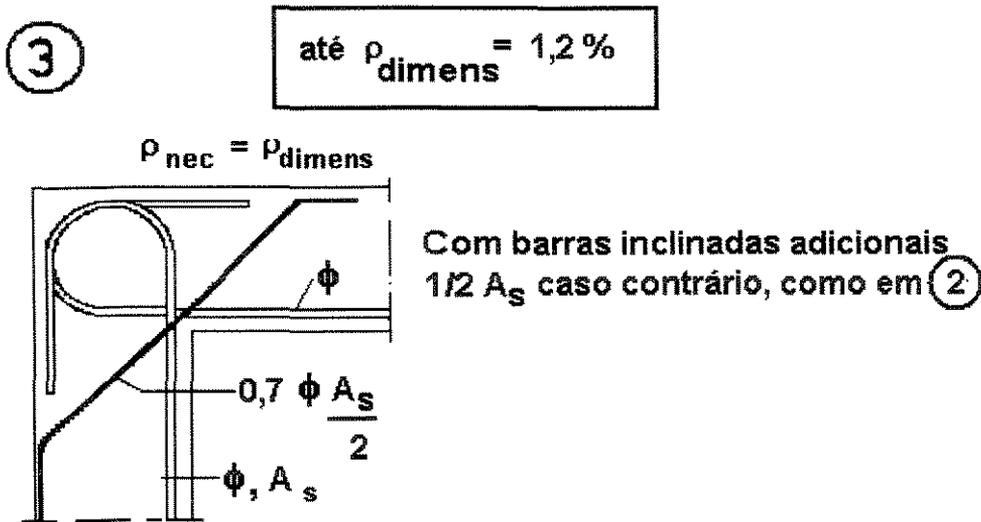


Figura 2.21 - Critérios de dimensionamento (Caso 3)

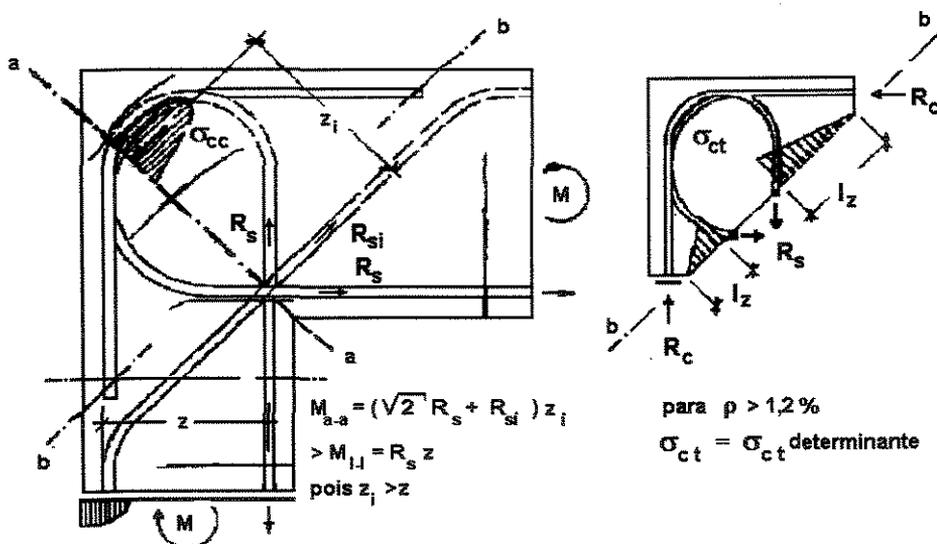


Figura 2.22 - Desenvolvimento dos esforços em nós de pórticos com detalhe mais favorável da armadura.

Detalhe da figura 2.22

CASO 4: No caso de $\rho \geq 1,2\%$ até $1,5\%$, recomenda-se a adoção de uma mísula, ver **figura 2.23**, com uma armadura na mísula, dimensionada com folga para R_{si} .

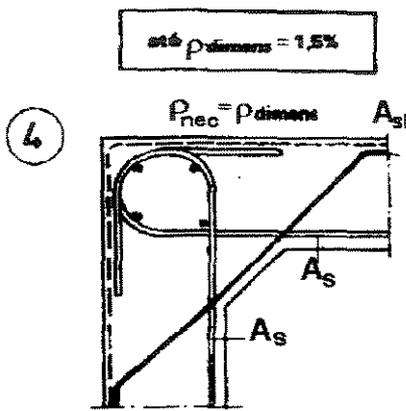


Figura 2.23 - Critérios de dimensionamento (caso 4)

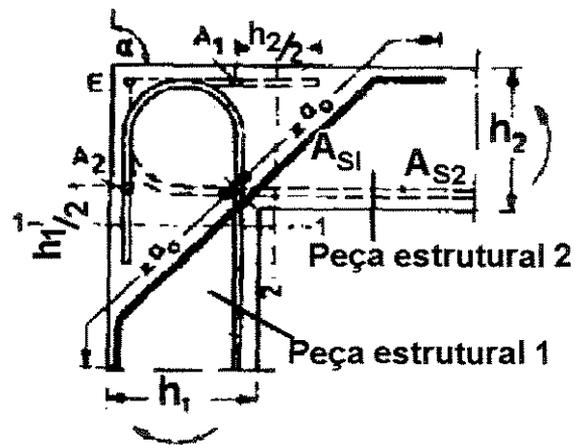


Figura 2.24 - Detalhe do dimensionamento de acordo com a norma Alemã DIN 1045.

Segundo Leonhardt¹⁷, a norma alemã **DIN 1045** prescreve os seguintes critérios de execução e dimensionamento.

- No caso de nós com ângulo interno $\alpha \geq 45^\circ$: só podem ser usados concreto de classe $\beta_n \geq 250$ e aço nervurado.

- os estribos dos pilares e da trave que concorrem no nó devem ser dispostos também na região do nó, ou então, serem substituídos na região do nó por estribos em forma de grampo que se cruzem.

- no caso de estruturas aporticadas constituídas de peças estruturais laminares, deve-se dispor uma armadura transversal também na região do nó.

- conforme o maior valor da taxa de armadura ρ nas seções 1-1 ou 2-2 (ver **figura 2.24**), indicada por ρ^* , deve-se observar o seguinte critério:

$\rho^* \leq 0,4\%$	pode-se dispensar a armadura inclinada A_{si}
$0,4\% < \rho^* \leq 1\%$	$A_{si} = 0.5 A_s$
$\rho^* > 1\%$	$A_{si} = A_s$

onde A_s é a área de armadura correspondente a ρ^* .

No caso de nós com ângulo interno $\alpha \leq 100^\circ$, deve-se sempre adotar uma mísula e fazer $A_{si} = A_s$.

Para peças estruturais com armadura em uma só camada e uma altura $h \leq 40\varnothing$, é suficiente um detalhamento como o indicado na **figura 2.24**.

No caso de peças estruturais de maior altura e/ou armadura em 2 camadas ou quando não se der forma de laço à armadura do banzo tracionado, a resultante total das forças devido à mudança de direção deve ser absorvida por estribos - concentrados na região da diagonal do canto- ou por uma armadura de igual valor. As armaduras dos bantos tracionados $A_{s,1}$ e $A_{s,2}$ devem ser ancoradas no trecho que vai de A a E com comprimento de ancoragem a partir de A. O bordo externo comprimido deve ser garantido, na região do canto, por uma armadura distribuída ao longo da largura da seção, com área igual ou maior valor $A_{s,1}$ ou $A_{s,2}$, e ancoradas nas peças estruturais 1 e 2 com comprimento equivalente a ℓ_{b1} das normas brasileiras.

2.4 - NÓS DE PÓRTICOS COM ÂNGULOS OBTUSOS OU AGUDOS COM MOMENTO POSITIVO

Segundo Leonhardt¹⁷, em nós de pórticos que não sejam ortogonais, o tipo de armadura do **caso 3**, da **figura 2.21**, revela-se o melhor (**figuras 2.25 e 2.26**). Nesse caso, a capacidade resistente total das peças que concorrem ao nó só é atingida até um determinado valor de ρ :

- para um ângulo de 135° o valor deve ser $\rho \leq 0,8\%$ (BSt 42/50, $\beta_n \geq 250$);
- para ângulos agudos recomenda-se $\rho \leq 0,5\%$
- para porcentagens de armaduras mais elevadas, deve-se adotar uma mísula maior.

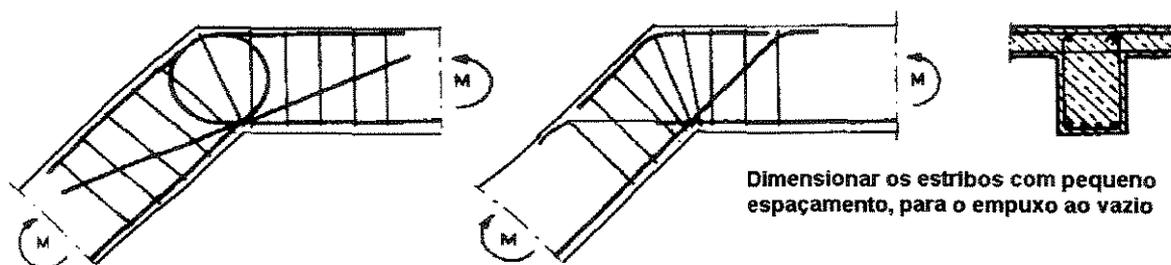


Figura 2.25- Armadura adequada para nós de pórticos em ângulos obtusos, com estribos, no caso de momento positivo.

Lajes sem estribos

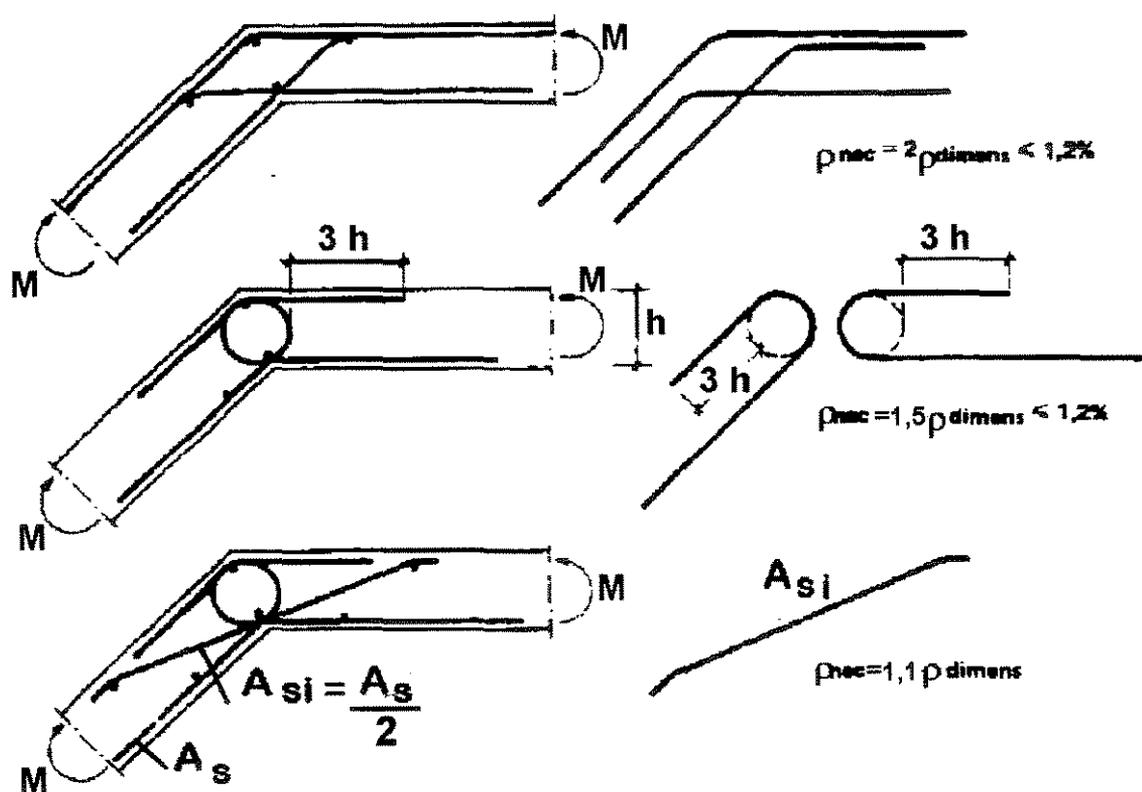


Figura 2.26- Lajes em ângulo, usuais em lances de escada. Critério de detalhamento para lajes sem estribos, $\rho_{nec} \leq 1,2\%$

No caso de armadura para nós de pórticos em ângulo agudo ver a **figura 2.27**.

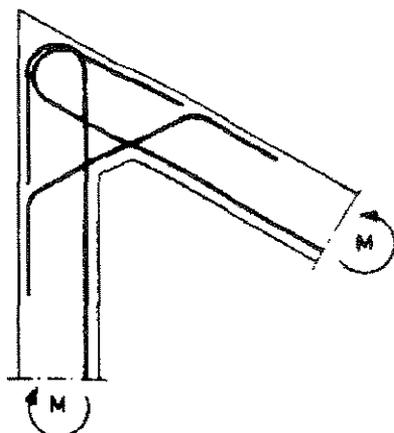


Figura 2.27 - Armadura para nós de pórticos em ângulo agudo, mom.positivo.

2.5 - MUROS DE ARRIMO

Segundo Nilsson²¹, os muros de arrimo de flexão devem ser armados de acordo com o comprimento da aba dianteira, ou seja:

- para muros de arrimo de flexão com aba dianteira curta ($< h$), as barras devem ser dispostas de acordo com o caso 3 dos critérios de dimensionamento para diferentes tipos de armadura, visto anteriormente, (ver **figura 2.28a**)

- para muros de arrimo de flexão com a aba mais comprimida, as barras podem ser simplesmente ancoradas, conforme **figura 2.28b**; porém, só se consegue evitar fissuras de grande abertura, com barras inclinadas adicionais conforme **figura 2.28c**.

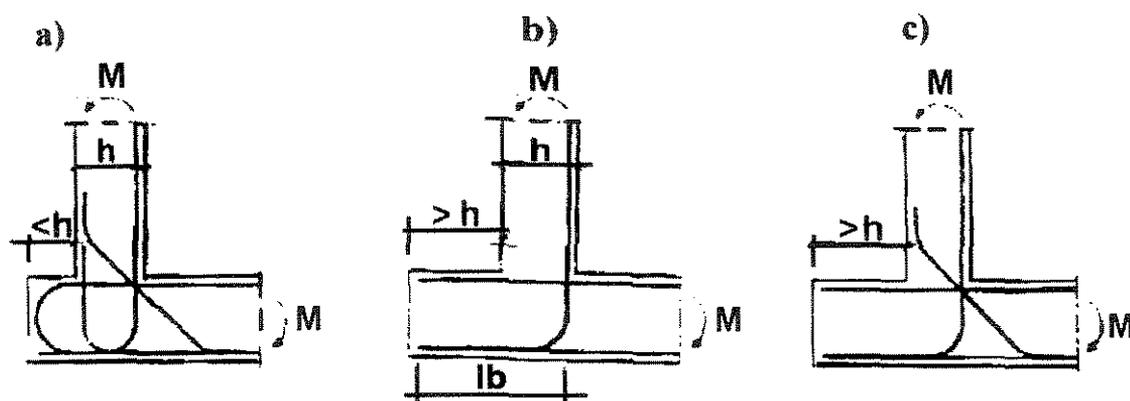


Figura 2.28 - Armadura de muros de arrimo de flexão.

2.6- INVESTIGAÇÕES EXPERIMENTAIS REALIZADAS ANTERIORMENTE

2.6.1 - ENSAIOS REALIZADOS POR NILSSON E LOSBERG²¹

2.6.1.1 - NÓS EM ÂNGULO RETO

Arranjos diferentes de armaduras de nós, começaram a ser pesquisados, a partir de um estudo preliminar realizado em 1965, quando se verificou que as ligações das paredes de um encontro de ponte apresentavam detalhamento das armaduras no nó projetado incorretamente. Para esse estudo preliminar foram usados os modelos U1, U2, U3, submetidos a momento positivo.

Depois desse estudo, foram escolhidos quatro arranjos diferentes de armaduras nesse estudo introdutório. A **figura 2.29** mostra as dimensões dos modelos utilizados.

O primeiro arranjo de armadura estava de acordo com a prática conhecida. Foram estudados os modelos U20, U21 e U22, armados da mesma forma que aqueles dos ensaios preliminares. Observou-se que o mesmo tipo de fissura ocorreu nos nós, quando carregados até a ruína (ver **figura 2.30**). A parte do nó externa à armadura na dobra foi empurrada para fora devido à ruptura por tração diagonal. A ruína ocorreu repentinamente, com cargas de ruptura aproximadamente iguais, independente da porcentagem de armadura.

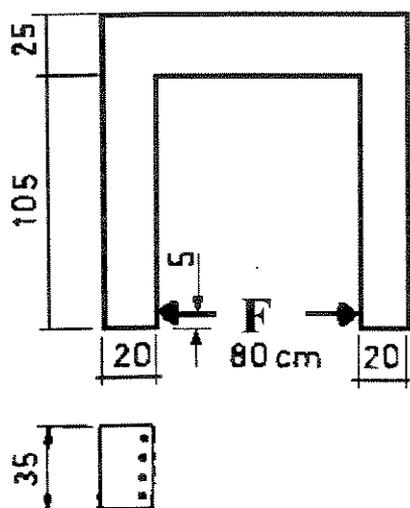


Fig. 2.29
Dimensões e esquema de carregamento dos nós, ensaiados por Nilsson e Losberg²¹.

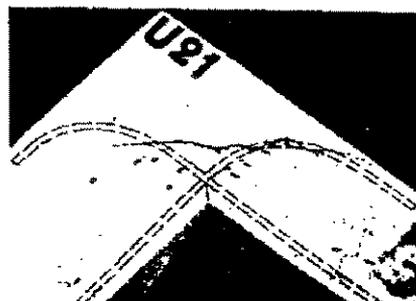


Fig. 2.30
Nó sujeito a momento positivo

No segundo arranjo de armadura foram usados grampos. Estudaram-se os modelos U14, U15 e U16, os quais foram armados com barras dobradas em forma de grampos. Os planos dos grampos eram perpendiculares ao plano de flexão do modelo. A **figura 2.31** mostra que a ruína foi causada por fissuras na diagonal, sendo uma parte do nó empurrada para fora.

O terceiro arranjo de armadura empregava laços e foi testada nos modelos U11, U12 e U13. Na aplicação da carga uma grande fissura ocorreu no nó, a qual nos carregamentos seguintes acompanhou a forma do laço do nó. Com o aumento da carga, a parte do nó externa ao laço foi empurrada para fora (ver **figura 2.32**). Uma alternativa para o laço foi o uso de duas barras curvadas, como foi estudado nos modelos U23, U24 e U25, as quais tiveram maior eficiência que os laços dos nós anteriores.

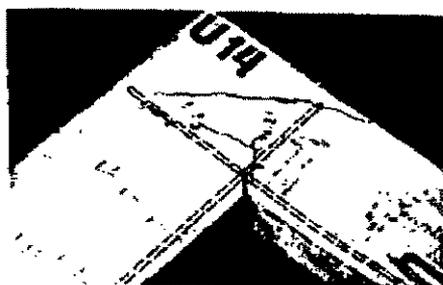


Fig.2.31
Armadura do nó com grampos

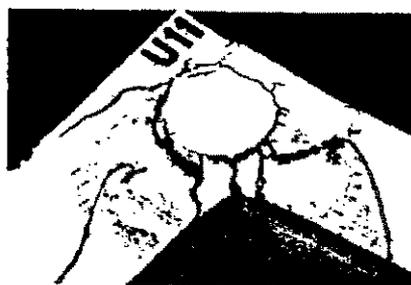


Fig.2.32
Armadura do nó com laços



O quarto arranjo de armadura estudado, possuía estribos na direção da bissetriz do nó (ver **figura 2.33**). A ruína não foi causada pelo escoamento da armadura, mas sim pelo arranjo insuficiente de armadura (ver **figura 2.34**). Os estribos aumentaram a resistência e a ductilidade do nó.

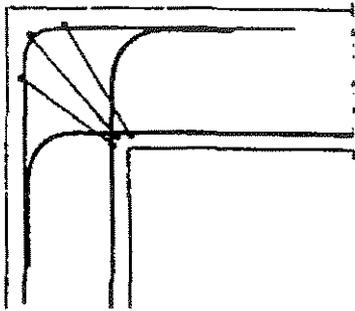


Fig.2.33

Detalhe da armadura do nó U₂₈



Fig. 2.34

Detalhes das fissuras no nó após a ruptura.

A **figura 2.35** mostra a eficiência dos nós estudados experimentalmente, representada pela relação $M_{u,exp} / M_{u,cal}$ citados como função da porcentagem de armadura ρ .

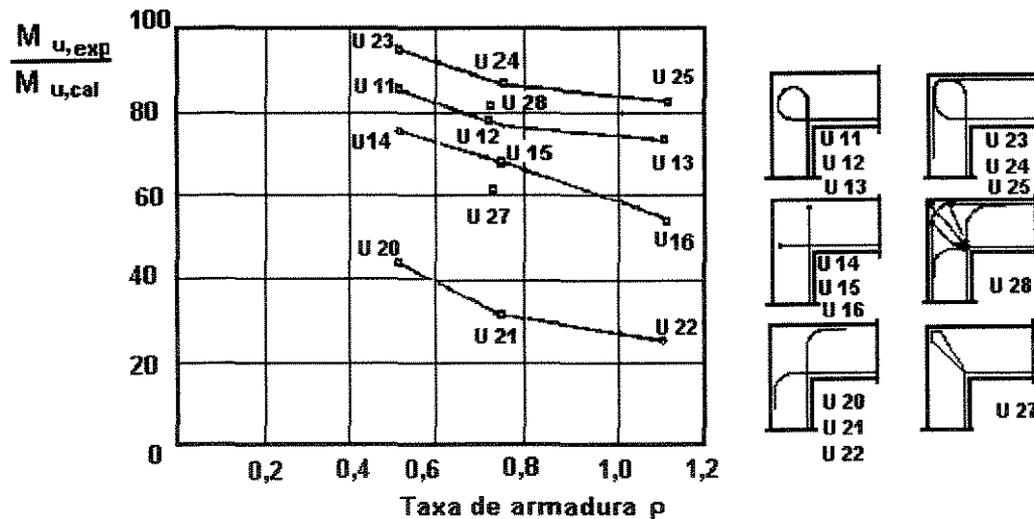


Fig. 2.35 - Eficiência do nó como função da porcentagem de armadura

Quando $M_{u,exp} / M_{u,cal} \geq 100\%$ o nó é no mínimo tão forte quanto as seções conectadas. Esses ensaios confirmaram o fendilhamento prematuro da zona comprimida. Esse diagrama (**figura 2.35**) mostra a capacidade resistente obtida, na seção junto ao nó,

da barra mais desfavorável do pórtico, para armadura com laços ou em barras cruzadas, ancoradas no banzo comprimido. Quando não for levada em conta a força de tração diagonal, atinge-se somente 20% a 70% do momento teórico $M_{u, cal}$. Porém, mesmo a armadura em laço usada frequentemente até hoje, que deveria impedir as fissuras de fendilhamento, levou a capacidade de carga a apenas 75% a 85% de $M_{u, cal}$, porque a zona comprimida entre os laços se rompe, apesar do espaçamento transversal entre laços ser apenas 9 cm.

A **tabela 2.1**, resume os valores dos momentos calculados e experimentais.

Tabela 2.1 - Valores dos Momentos calculados e experimentais

Modelo	Resistência à tração do concreto (MPa)	Momentos kN . cm		$\frac{M_{u, exp}}{M_{u, cal}}$
		Calculados	Observados	
U ₁	2,67	4800	5600	1.17
U ₂	2,60	3200	3345	1.04
U ₃	2,85	4700	4660	0.99
U ₂₀	2,18	1009	1025	1.01
U ₂₁	2,74	1230	990	0.81
U ₂₂	2,43	1091	1215	1.11
U ₁₄	2,71	1271	1765	1.39

O momento de fissuração, M_r , depende da resistência à tração do concreto, e portanto, a ruptura por tração diagonal é de natureza frágil. Se o nó, deve ser capaz de sofrer deformações plásticas, a armadura de tração deveria alcançar sua tensão de escoamento antes da ocorrência da fissura na diagonal. Isto significa que a força de tração, F_s , para a qual ocorre a ruptura por tração diagonal, deve satisfazer a condição:
 $F_s \geq A_s f_y$.

Para que a armadura tracionada escoe antes da fissuração diagonal, a taxa de armadura, ρ , deve satisfazer a condição:
$$\rho \leq \sqrt{2} \frac{f_{ctd}}{3 f_{yd}} \frac{l_{cfd}}{d}$$

onde: f_{yd} = valor de cálculo do limite de escoamento do aço da armadura;

f_{ctd} = valor de cálculo da resistência à tração do concreto;

l_{fd} = comprimento da fissura diagonal (comprimento da distribuição da tensão de tração);

d = altura útil da seção das barras do nó.

Quando a condição anterior é aplicada para os nós com as dimensões e as propriedades do aço e do concreto de acordo com os testes dos nós U20, U21 e U22, a ruptura por tração diagonal não ocorrerá se $\rho \leq 0,3\%$.

Na hipótese de que o momento de fissuração diagonal, M_r , seja independente da porcentagem de armadura, ρ , a eficiência do nó, pode ser calculada para diferentes valores de ρ .

O nó possui duas regiões fracas. A primeira delas é a parte interna, onde um pico de tensões, σ_x , origina antecipadamente fissuras e altas tensões nas armaduras. A segunda região é a parte externa do nó, onde as tensões de tração diagonal, σ_y , provocam uma fissura diagonal e uma tendência de destacar a parte externa do nó, conforme mostra a **figura 2.1**.

Foram testados os modelos UV1 e UV2, à fim de estudar o fortalecimento do nó com uma mísula e uma armadura extra na diagonal.

De acordo com a teoria da elasticidade, quando o tamanho da mísula é aumentado, a magnitude da tensão, σ_x , e as tensões radiais, σ_y , diminuem.

Carregando até a ruína, ocorreram pequenas fissuras nas partes internas do nó sujeito a tração, enquanto as tensões radiais, σ_y , causaram na parte externa do nó, o destacamento pois não estava protegido pela armadura.

Para um melhor posicionamento da armadura, deve-se visar uma maneira pela qual se previna separação da parte externa do nó.

O modelo UV3 teve sua armadura principal prolongada da face interna tracionada até a face externa do nó, retornando pela zona comprimida. No carregamento, o colapso ocorreu numa seção adjacente ao canto externo do nó. Nos ensaios seguintes, esse tipo de detalhe foi estudado.

Em uma série de testes (modelos UV3, UV4 e UV5), foi estudada a influência do tamanho da mísula. Determinou-se que foi possível obter resistência suficiente no nó sem a mísula.

Em outra série de testes (modelos UV5, UV6 e UV7), foi determinada a menor área de armadura inclinada para um nó sem mísula. Determinou-se experimentalmente que ela deve ser a metade da área da armadura principal, a fim de alcançar o escoamento e ao mesmo tempo permitir a ruína numa seção externa ao nó.

Para carga de serviço, pode-se assumir um modelo de fissuração do nó, como o indicado na **figura 2.36**, que apresenta uma fissura diagonal interna e outra externa à dobra da armadura. Como uma consequência deste modelo, a zona de compressão está localizada entre as fissuras diagonais dentro da dobra. As partes dobradas, que permitem a ancoragem da armadura principal, levam as tensões de tração dentro da zona de compressão do nó, e são transferidas através da aderência e de pressão de contato com o concreto. As dobras produzem o efeito de fechar a fissura diagonal, mantendo unidas as seções.

Quando ocorre a ruína, o modelo de fissuração é conforme o mostrado na **figura 2.37**. As fissuras no canto, que ocorrem na direção diagonal e dentro das zonas de compressão, são paralelas a armadura inclinada. Devido a essas novas fissuras diagonais, ocorre a ruptura do nó. A armadura inclinada enrijece o nó e detém a fissuração.

A resistência à flexão do nó, depende da resistência à tração do concreto, embora haja um limite da porcentagem de armadura, abaixo da qual, a ruína não ocorre desta forma. Esse limite é determinado experimentalmente para algumas tensões de escoamento dos aços para nós que formam ângulos diferentes.

As deformações do nó podem ser grandes, caso a armadura não seja apropriada. Usando o arranjo acima proposto e área de armadura inclinada igual a metade da área de armadura principal de tração, as deformações no nó terão pequenas influências, na análise dos pórticos e poderão ser ignoradas. Isso se deve ao fato, da armadura inclinada enrijecer o nó.

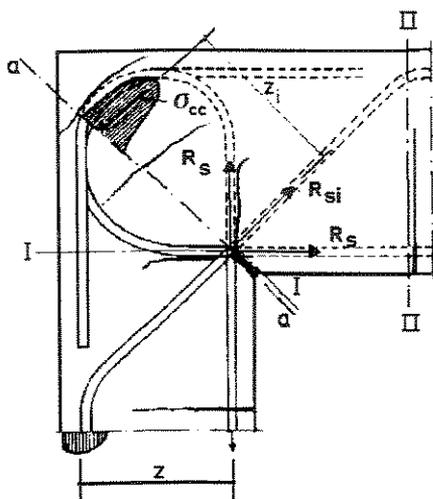


Fig 2.36 - Forças internas na armadura do nó

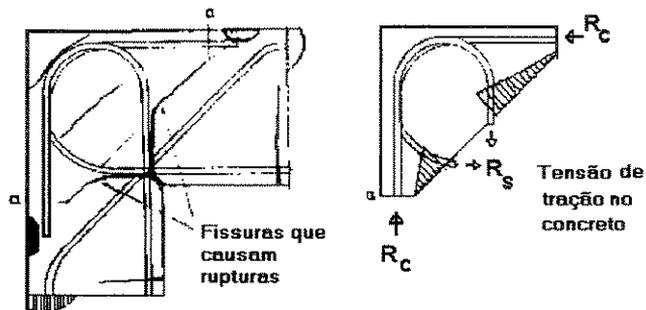


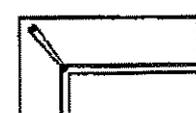
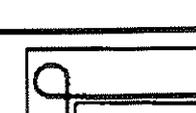
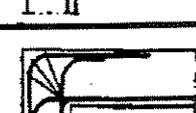
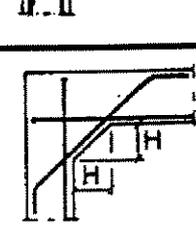
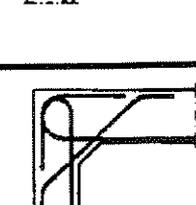
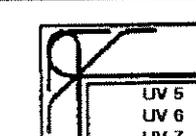
Fig. 2.37 - Modelos de fissuras e forças atuando no estágio da ruptura.

A **tabela 2.2** resume os tipos de arranjos das armaduras estudadas.

Os modelos de nós, podem ser comparados diretamente, pois, possuem as mesmas características (dimensões, armaduras de mesma qualidade com f_y igual a 390 MPa e resistência do concreto à compressão igual a 30 MPa). Esses nós possuem uma taxa de armadura $\rho = 0,75\%$.

Para taxas de armaduras maiores observou-se que a eficiência reduz e as aberturas das fissuras do nó aumentam.

TABELA 2.2 - RESUMO DOS DETALHES DE NÓS TESTADOS

Modelo	Tamanho do arco (mm)	Resistência do Concreto		Momento (kN.cm)		$\frac{M_{u,exp}}{M_{u,cal}}$	Largura da fissura do nó em 55% Muc (carga em serviço) (mm)
		f_c MPa	f_{sp} MPa	Experimental	Calculado	%	
 U 21	----	33,90	2,74	990	3136	32	rompeu
 U 27	----	27,71	2,11	1840	2990	61	6,096
 U 15	----	28,90	2,57	2227	3290	68	7,112
 U 12	----	33,47	3,13	2473	3220	77	2,794
 U 28	----	27,22	2,04	2540	3185	79	2,54
 UV 1 UV 2	149,86 50,80	30,52 34,53	2,36 2,53	3161 3120	----	----	----
 U 24	----	39,80	2,60	2804	3239	87	3,302
 UV 3 UV 4	99,06 50,80	31,79 27,71	2,43 2,22	3712 3505	----	----	0,762 0,508
 UV 5 UV 6 UV 7	----	33,47 29,18 33,89	2,64 2,43 1,83	3629 3505 3773	3180 3040 3071	114 115 123	1,016 1,270 1,270

Propostas de Armaduras sugeridas por Nilsson e Losberg²¹ para os nós de estruturas sujeitas a Momento Positivo

- A armadura de laços para cada parte adjacente deve ser tomada na região do nó, tão longe quanto os requisitos de cobertura permitir e então, retornar na mesma seção para o nível da armadura inclinada.
- A armadura principal deve ser projetada com base nos momentos e nas forças normais nas seções adjacentes I e II, ignorando o efeito da armadura em laços e da armadura inclinada.
- A área da seção da armadura inclinada é aproximadamente a metade da maior área de armadura principal.
- O menor raio de curvatura, e o espaçamento das barras resultam das limitações dos elementos.
- As dimensões das seções são escolhidas de forma que a porcentagem de armadura, ρ , seja satisfatória, à fim de evitar a ruína.

Para barras Ks40 em 90° temos $\rho \leq 1,2\%$

Para barras Ks60 em 90° temos $\rho \leq 0,8\%$

(sendo Ks40 e Ks60 categorias de aço utilizadas na Suécia, cujas categorias equivalentes no Brasil são CA40 e CA60)

Valores intermediários da tensão do aço, ou para os ângulos podem ser interpolados.

Caso a porcentagem de armadura seja superior, o nó deverá ser provido com uma armadura de mísula e estribos.

Propostas de Armaduras sugeridas por Nilsson e Losberg²¹ para os nós de estruturas sujeitas a Momentos Negativos

- São tomados tão longe quanto as regras de curvatura o permitir.
- Barras não devem ser unidas na região do nó.
- A armação na base da laje é tomada no comprimento tão longe quanto os requisitos de cobertura permitir.
- A porcentagem de armadura ρ não deve exceder: $Ks\ 40 \Rightarrow \rho \leq 1,8\%$
 $Ks\ 60 \Rightarrow \rho \leq 1,2\%$
- O espaçamento das barras deve permitir a concretagem.
- Não deverá ser feito aos redores imediatos do nó, rebaixos ou furos, pois os mesmos reduzem a resistência e a espessura da união.
- Fissuras no nó são limitadas por larguras aceitáveis.

2.6.1.2 - OUTROS TIPOS DE NÓS ESTUDADOS

Também foram estudados por Nilsson e Losberg²¹, nós em ângulos obtuso e agudo e nós em T. Pelo fato de não estarem ligados diretamente com esta pesquisa, detalhes a seu respeito não serão apresentados, mas poderão ser encontrados em Nilsson e Losberg²¹.

2.6.2 - ENSAIOS REALIZADOS POR MAYFIELD ET AL.¹⁸

Devido às deficiências comumente encontradas nos detalhes das armaduras dos nós, Mayfield et al.¹⁸ estudaram o efeito de doze tipos de detalhes de nós, os quais são relatados a seguir.

As mesmas dimensões (ver figura 2.38) foram usadas para todos os 24 modelos, resultando 48 nós em ângulo reto com 12 detalhes diferentes de armadura (ver figura 2.39).

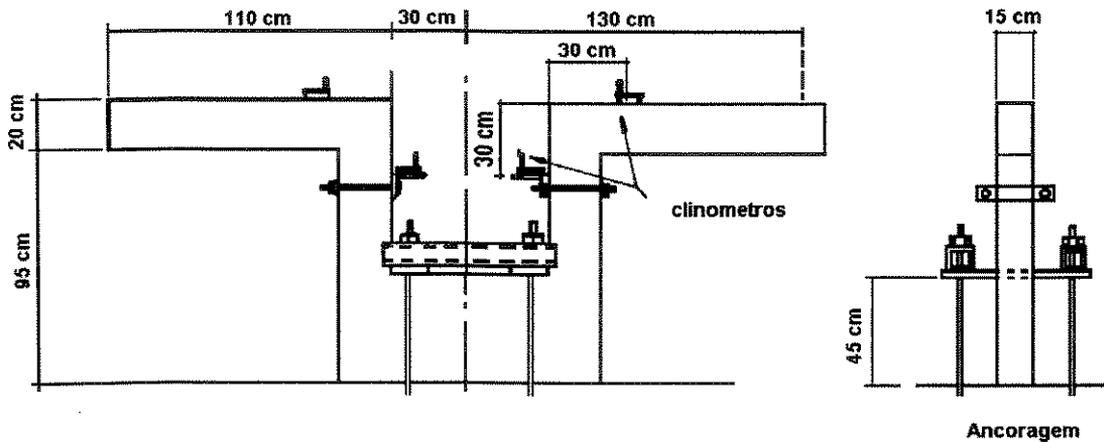


Figura 2.38 - Montagem para os ensaios e dimensões dos corpos de prova, ensaiados por Mayfield et al.¹⁸

O concreto usado tinha uma resistência média aos 7 dias de 20 MPa e massa específica de 17 kN/m³. Na sua execução foi empregado cimento de alta resistência inicial e agregado leve resultante da sinterização de cinza volante.

As dimensões dos agregados eram de 5 mm a 10 mm para o agregado graúdo e 5 mm para o agregado miúdo. A relação do agregado/cimento era 2,8 em massa e a relação água/cimento era 0,8 em massa. Barras deformadas com limite de escoamento igual a 458 MPa foram usadas na armadura principal e barras lisas de aço doce com 245 MPa de limite de escoamento foram usadas nos estribos, os quais foram amarrados e envolviam as barras principais de cada modelo.

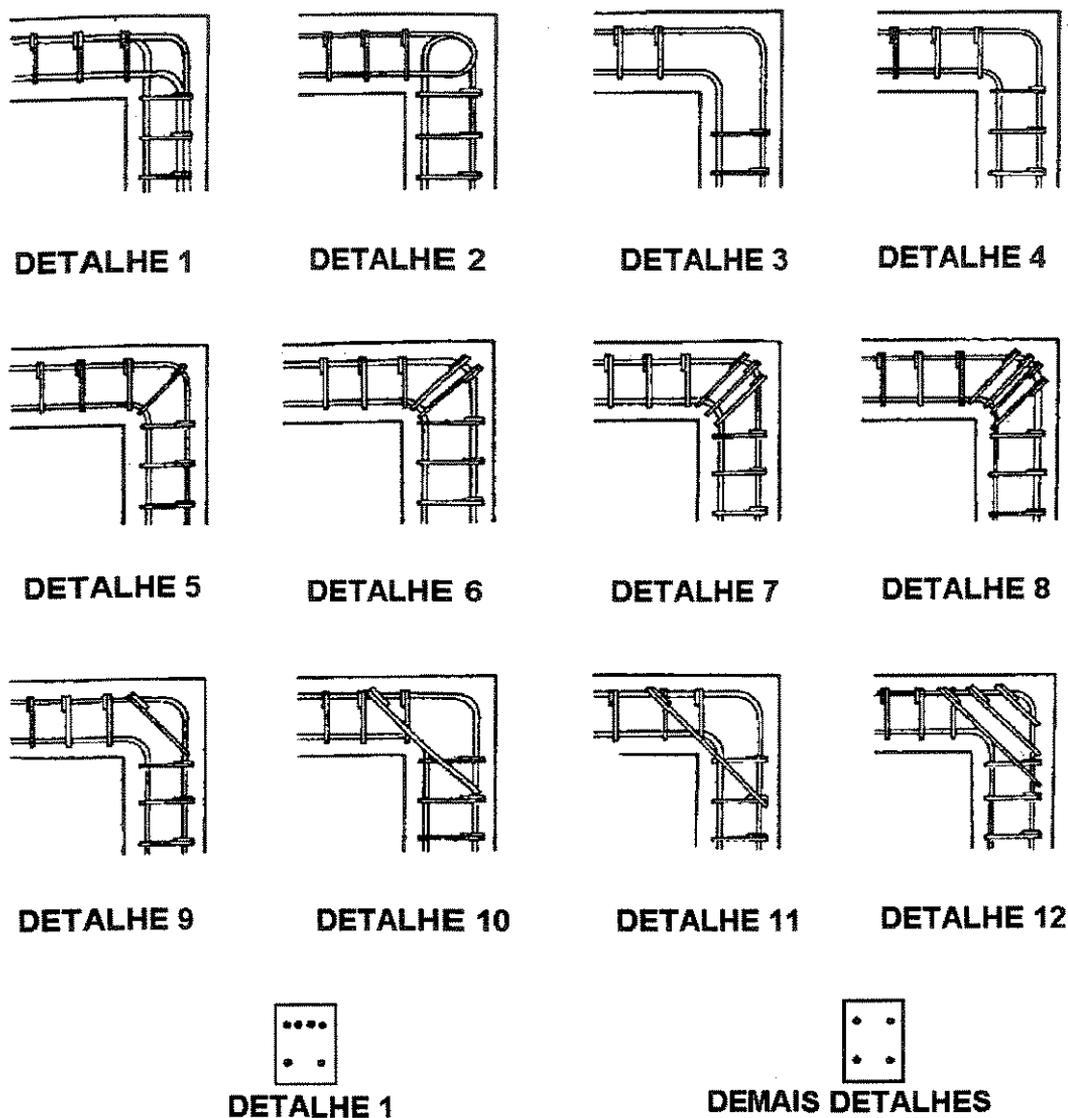


Figura 2.39 - Detalhes das armaduras dos nós

As cargas foram aplicadas a 900 mm do eixo da barra vertical (**figura 2.38**), através de um macaco hidráulico com capacidade de 200 kN. Para abrir o nó, a carga foi aplicada na face inferior da barra horizontal da ligação e; para fechar o nó, a carga foi aplicada na parte superior da barra horizontal.

A cada incremento de carga, a abertura ou fechamento do nó era medido com clinômetros, colocados como mostra a **figura 2.38**. A todo incremento de carga, após a carga de fissuração, eram medidas as aberturas das fissuras com uma lupa de mão com ampliação de 20 vezes. Para facilitar a observação das fissuras, as ligações foram

moldadas em fôrmas de chapa resinada, e o concreto era subsequentemente pintado de branco. Uma malha com abertura de 50mm foi desenhada em ambas as faces dos modelos, para estabelecer a localização das fissuras.

As seguintes conclusões foram observadas dos 12 tipos de nós ensaiados:

- quando a carga aplicada fechava o nó, praticamente todos nós tinham resistência adequada, no sentido que a relação $M_{u, exp} / M_{u, calc}$ excedia a unidade. Por esta razão o detalhamento do nó parece não ser importante;
- quando a carga aplicada tendia a abrir o nó, o detalhamento da armadura tinha influência importante na resistência;
- o detalhe 1, largamente aceito, apresentou comportamento inferior ao detalhe 4 e um pouco melhor que o detalhe 3;
- o detalhe 2, comumente usado é inferior a muitos outros;
- estribos próximos aos nós aumentam a sua resistência;
- os detalhes 6 e 7 apresentaram comportamento satisfatórios. Sendo preferível o detalhe 6 por ter um estribo a menos. Os estribos na diagonal não necessitam ser colocados com grande exatidão;
- quando a carga aplicada fecha o ângulo, nós com detalhes 1 e 12 são um pouco mais rígidos que os demais. Detalhes 6, 7, 8 e 11 são mais rígidos que muitos outros e os detalhes 1, 3 e 4 são insatisfatórios.
- quando a carga aplicada abre o nó, as fissuras na ruptura estavam aproximadamente perpendiculares com as fissuras na ruptura observadas quando a carga aplicada estava fechando o nó. Por essa razão, a inclusão de um estribo na diagonal (como no detalhe 5) aumenta a resistência. (veja **figura 2.39**)
- quando a carga aplicada abre o nó, nenhum dos detalhes testados apresentaram resistência adequada, no sentido que a relação $M_{u, exp} / M_{u, cal}$ foi inferior a unidade.

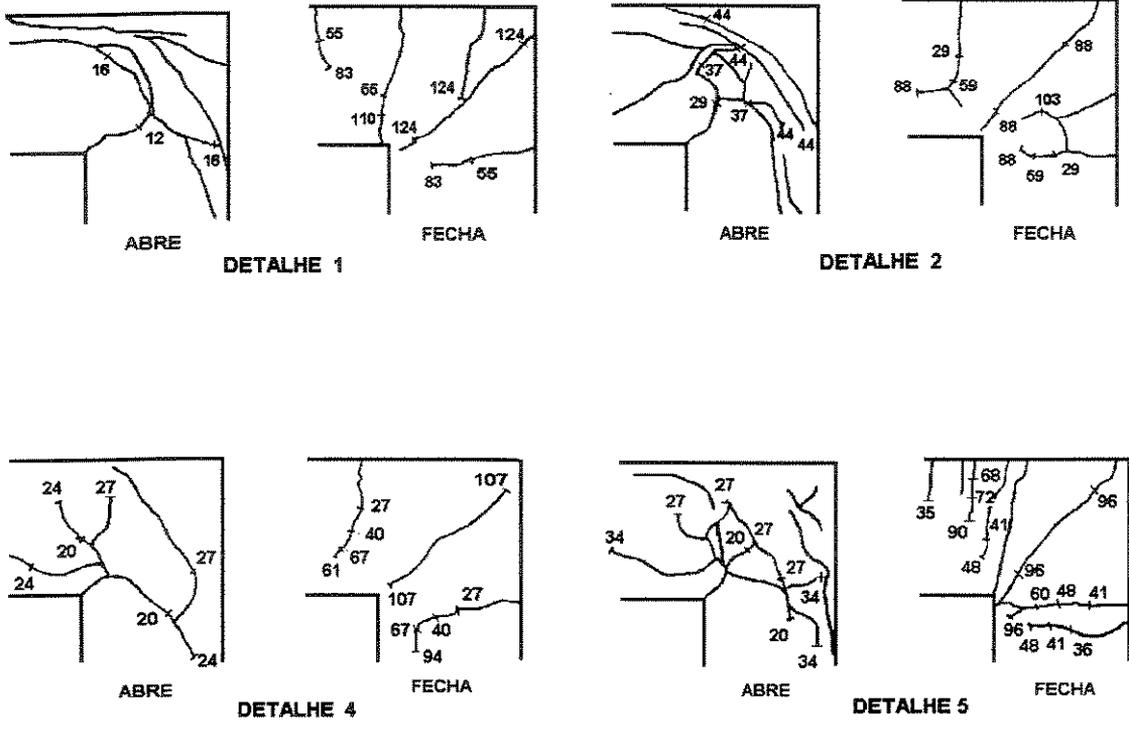


Figura 2.40 - Exemplos de fissuração na ruptura

CAPÍTULO 3

PROGRAMA EXPERIMENTAL

Até há pouco tempo pouca atenção era dispensada às uniões viga-pilar no projeto das estruturas de concreto. Nesta postura estava implícita a aceitação de que, nas ligações normalmente projetadas, a resistência do nó era pelo menos igual à resistência da barra mais fraca. As investigações nesse campo têm demonstrado que o nó é com muita frequência o ponto crítico da estrutura. Pretende-se executar e ensaiar, em separado, as uniões sujeitas as cargas que tendem a fechar o nó e aquelas que tendem a abri-lo.

Foram ensaiados neste trabalho, doze modelos de nós, sujeitos a momentos que provocam fechamentos, e três modelos, sujeitos a momentos que geram aberturas, feitos de concreto com resistência à compressão em torno de 70 MPa.

Primeiramente, foram estudadas algumas composições de concreto de alta resistência, com a finalidade de selecionar aquela mais adequada à aplicação para os nós de pórticos. Para tanto, foram escolhidas inicialmente algumas composições de misturas analisadas durante pesquisas realizadas anteriormente por Fernandes¹⁰.

Foram feitas três misturas empregando os mesmos materiais que seriam usados nas vigas. As composições desses concretos se encontram na **tabela 3.1**, e os resultados dos ensaios dessas misturas na **tabela 3.2**.

TABELA 3.1: Composições das misturas preliminares

MATERIAL	MISTURAS		
	N ₁	N ₂	N ₃
Cimento (g)	6500	6500	6500
Sílica ativa (10%) (g)	650	650	650
Areia (g)	8000	8000	8000
Pedra (g)	11000	11000	11000
Pedrisco (g)	1200	1200	1200
Água (ml)	1875	1865	2075
Superplastificante (ml)	270	285	240
Água/cimento	0,30	0,30	0,31

TABELA 3.2: Resultados dos ensaios das misturas preliminares

MISTURAS	Abatimento (cm)	Resistência à Compressão (MPa)	
		Aos 7 dias	Aos 28 dias
N ₁	09	59,0	60,0
N ₂	09	68,1	69,7
N ₃	12,5	66,1	67,7

A **tabela 3.2** apresenta os resultados da resistência à compressão, tomados como a média de três corpos-de-prova ensaiados para cada mistura.

Em decorrência dos resultados obtidos, as misturas foram executadas novamente com as mesmas composições. Os resultados são mostrados na **tabela 3.3**. Da mesma forma que para a **tabela 3.2**, os resultados da resistência à compressão correspondem à média de três corpos-de-prova rompidos.

TABELA 3.3: Resultados dos ensaios das misturas preliminares refeitas

MISTURAS	Abatimento (cm)	Resistência à Compressão (MPa)	
		Aos 7 dias	Aos 28 dias
N ₁	15	69,1	72,7
N ₂	17	73,7	75,6
N ₃	13	65,1	74,3

Entre as três misturas testadas, a N₂ foi a escolhida por apresentar boa trabalhabilidade e a resistência esperada.

3.1 - DETALHES DOS NÓS

Foram executados e ensaiados 15 nós, divididos em duas séries. A primeira delas era composta pelos nós sob flexão com tração externa, ou seja, com momento negativo, os quais foram nomeados nesse trabalho por NF, e a segunda série pelos nós sob flexão com tração interna, ou seja, com momento positivo, os quais foram nomeados por NA.

Para a primeira série, foi feita uma subdivisão: nós em ângulo reto sem mísula e nós em ângulo reto com mísula a 45°. As geometrias e as dimensões dos nós são apresentados nas **figuras 3.1 à 3.3**.

Os nós de pórticos tinham suas barras com seção transversal quadrada com 12 cm de lado.

Os detalhes das armaduras estão indicados nas **figuras 3.10 à 3.14**.

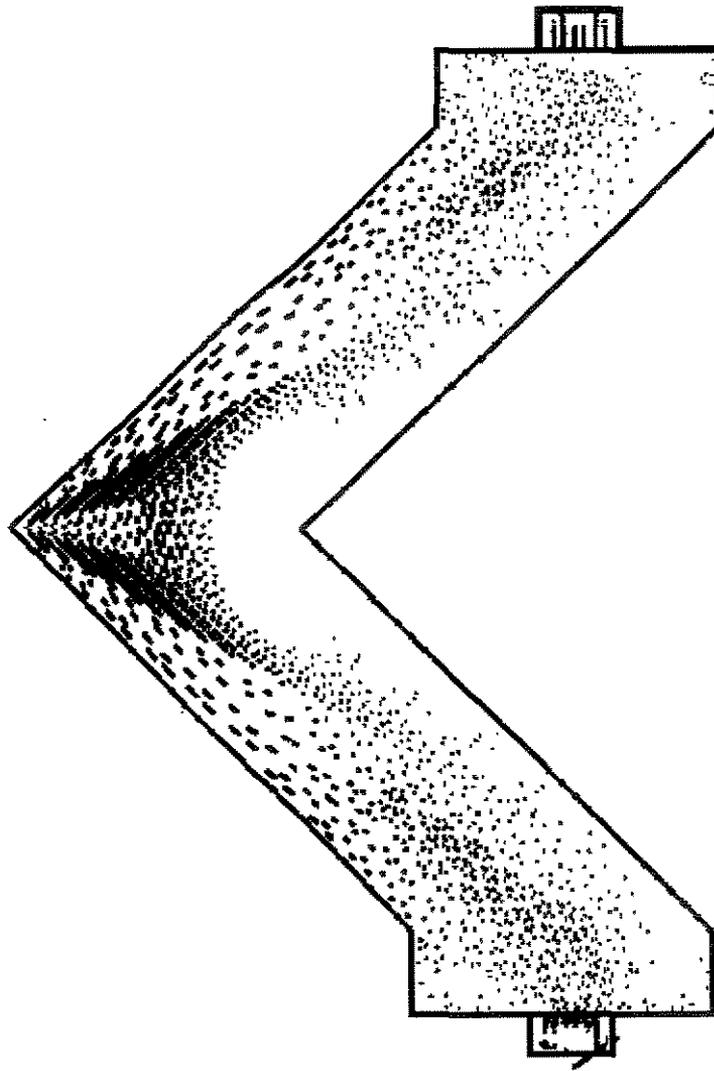


Fig. 3.4 - Trajetória das tensões principais de tração, para os nós em ângulo reto sob flexão externa.

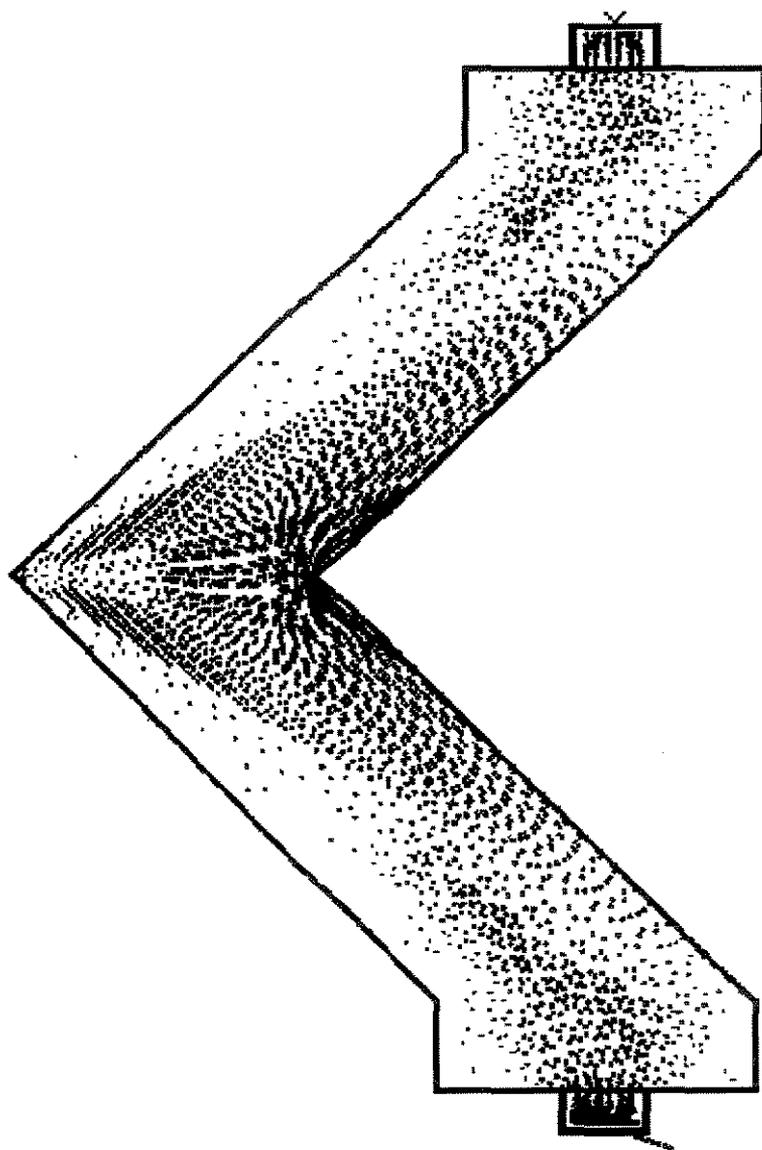


Fig.3.5 - Trajetória das tensões principais de compressão, para os nós em ângulo reto sob flexão externa.

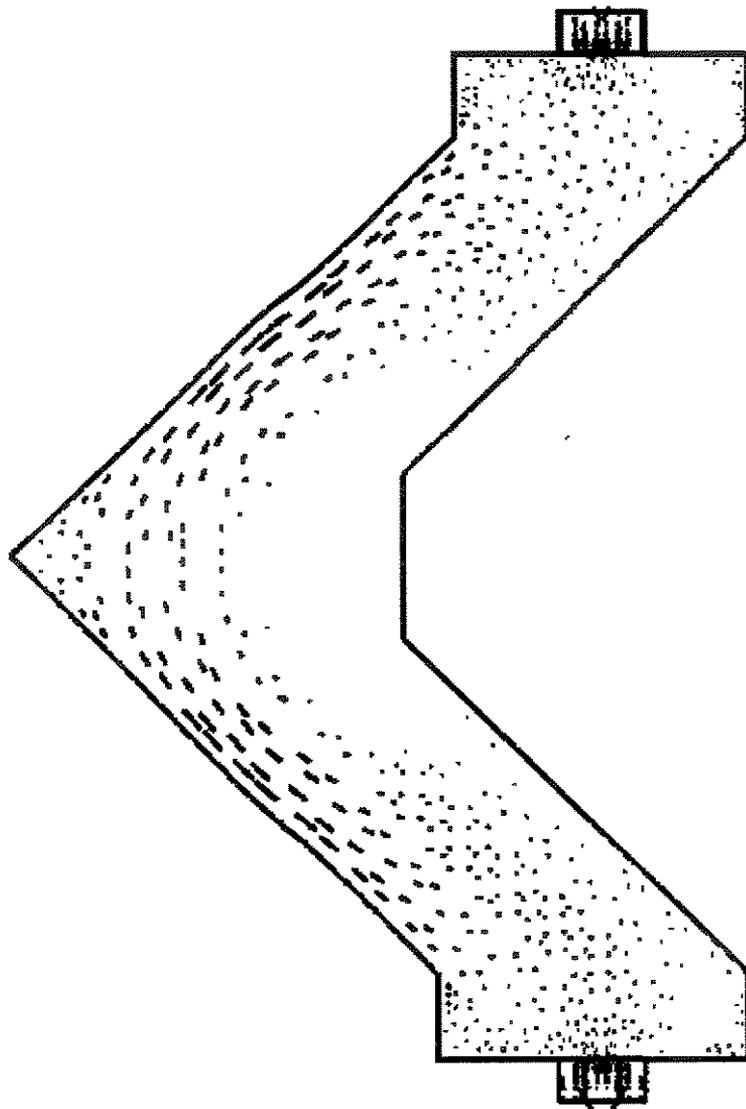


Fig. 3.6 - Trajetória das tensões principais de tração, para os nós em ângulo reto, com mísula, sob flexão externa.

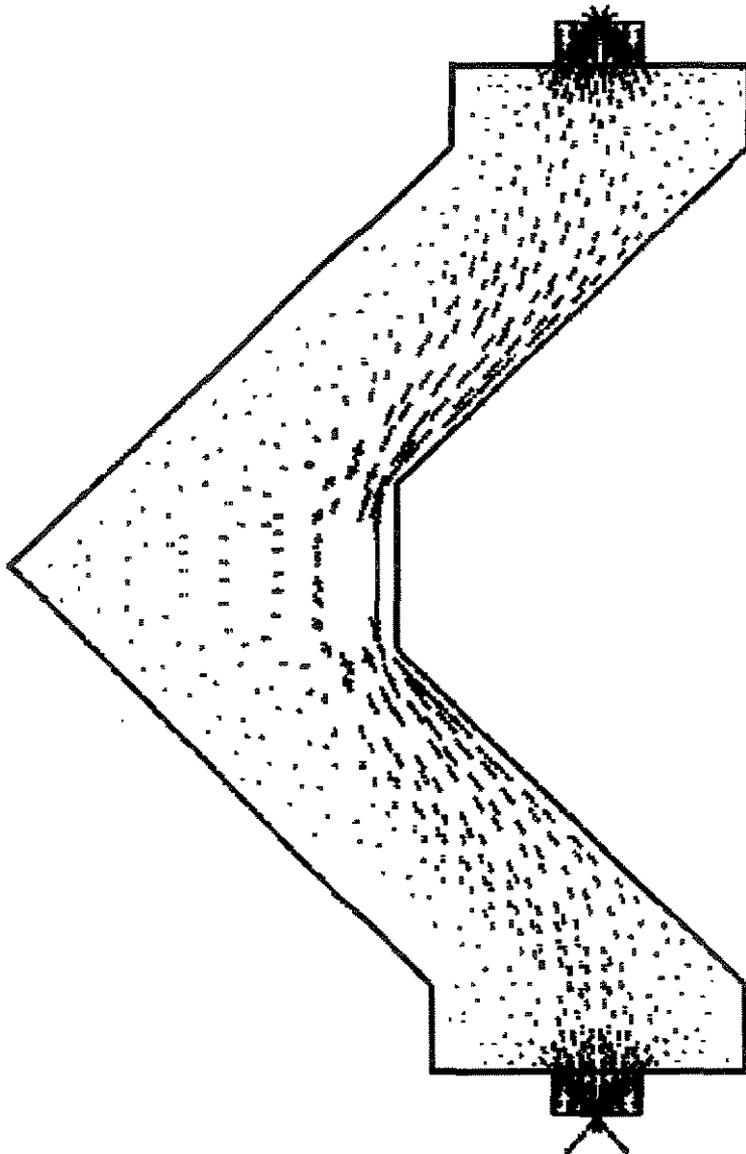


Fig.3.7 - Trajetória das tensões principais de compressão, para os nós em ângulo reto, com mísula, sob flexão externa.

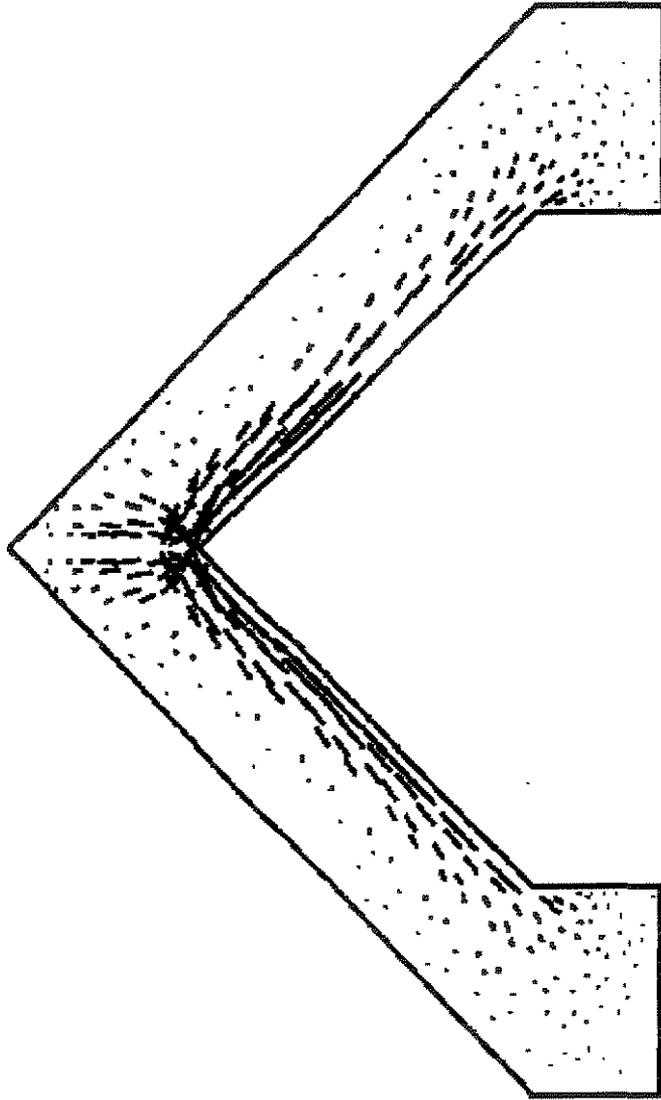


Fig. 3.8 - Trajetória das tensões principais de tração, para os nós sob flexão interna.

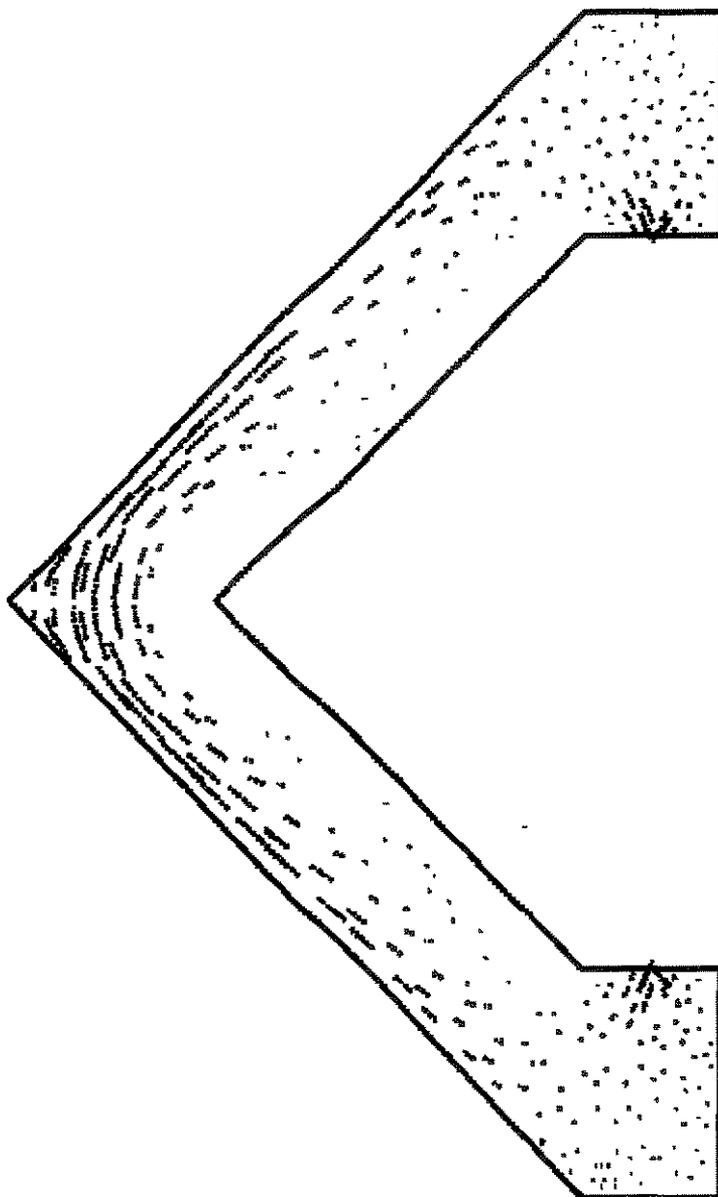


Fig.3.9 - Trajetória das tensões principais de compressão, para os nós sob flexão interna.

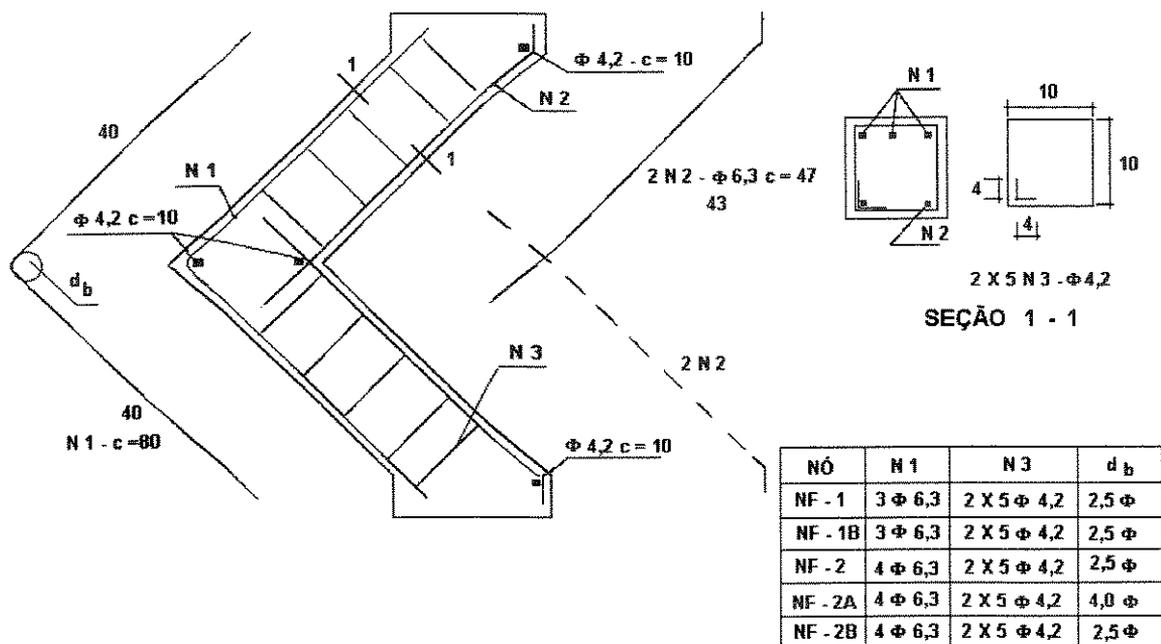


Figura 3.10 - Detalhe das armaduras dos nós: NF-1, NF-1B, NF-2 e NF-2A

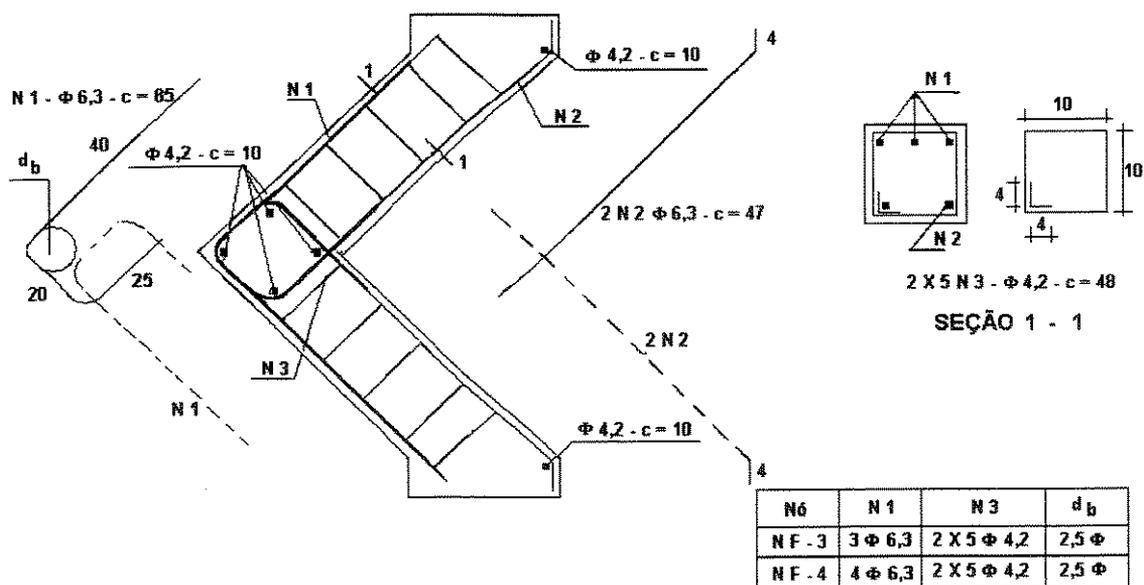


Figura 3.11 - Detalhe das armaduras dos nós: NF-3 e NF-4

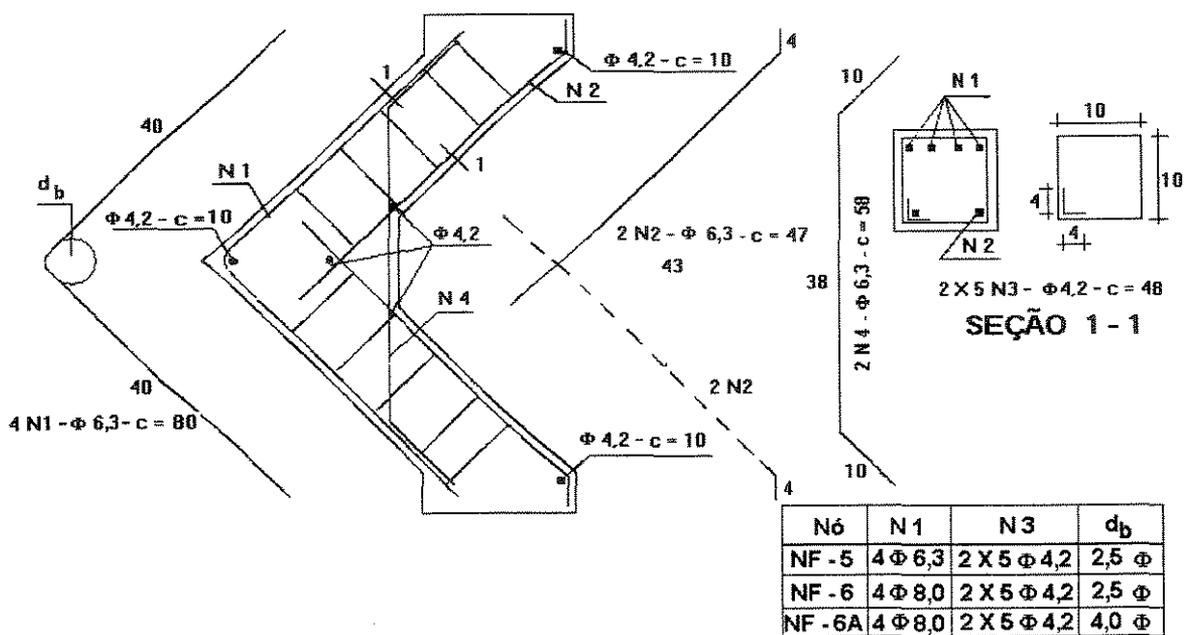


Figura 3.12 - Detalhe das armaduras dos nós: NF-5, NF-6 e NF-6A

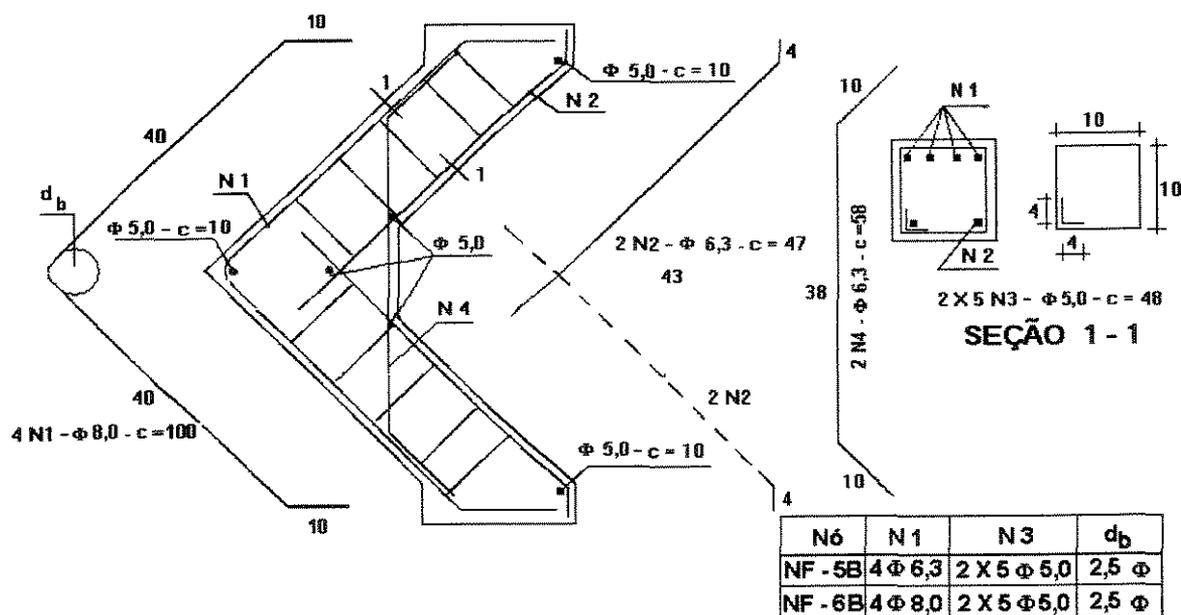


Figura 3.13 - Detalhe das armaduras dos nós: NF-5B e NF-6B

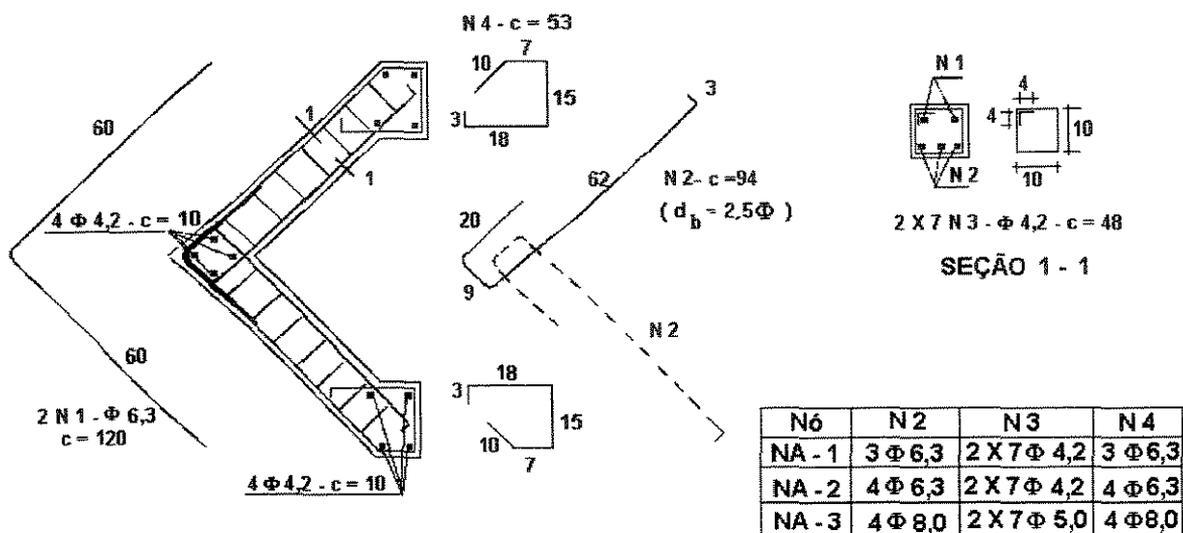


Figura 3.14 - Detalhe das armaduras dos nós: NA-1, NA-2 e NA-3

3.2 - MATERIAIS EMPREGADOS

O traço adotado foi 1:1,12: 1,71, em massa, referido à quantidade de cimento e sílica ativa. A relação água/material cimentício era igual a 0,30.

Os materiais utilizados, apresentavam as seguintes características:

- cimento: CPV - ARI da CIMINAS;
- sílica ativa: SILMIX não densificada da CCM;
- areia: característica da região de Campinas, SP, com dimensão máxima igual a 4,8 mm e com módulo de finura $MF = 2,80$;
- agregado graúdo: constituído por 10% de pedrisco com dimensão máxima igual a 9,5 mm e módulo de finura $MF = 5,44$ e 90% de brita 1, com dimensão máxima igual a 19 mm e módulo de finura $MF = 6,55$.
- superplastificante: ADIMENT.

A figura 3.15 apresenta os resultados da análise granulométrica dos agregados.

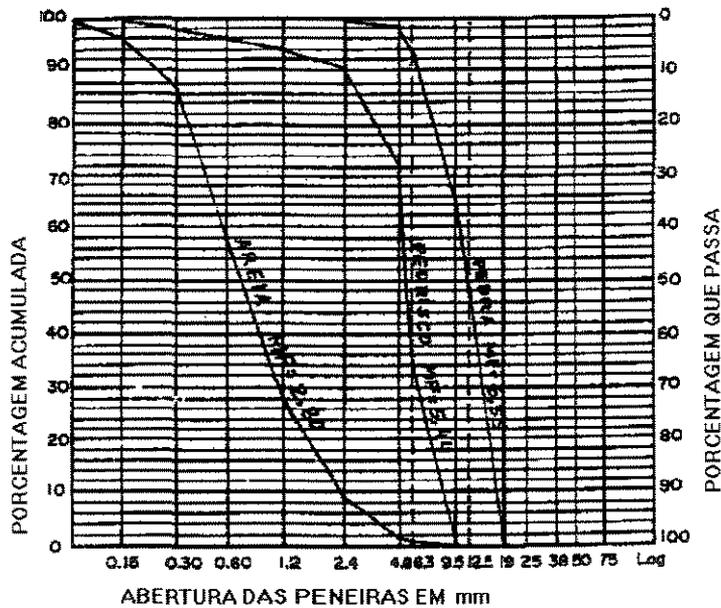


Figura 3.15 - Análise granulométrica dos agregados.

Foram retiradas amostras das barras de aço utilizadas nas armaduras, para serem ensaiadas à tração. As deformações foram medidas por meio de extensômetros mecânicos, com base de medida igual a 10 cm.

Os diagramas tensão-deformação, e as características mecânicas dos aços, se encontram nas **figuras 3.16 à 3.19**.

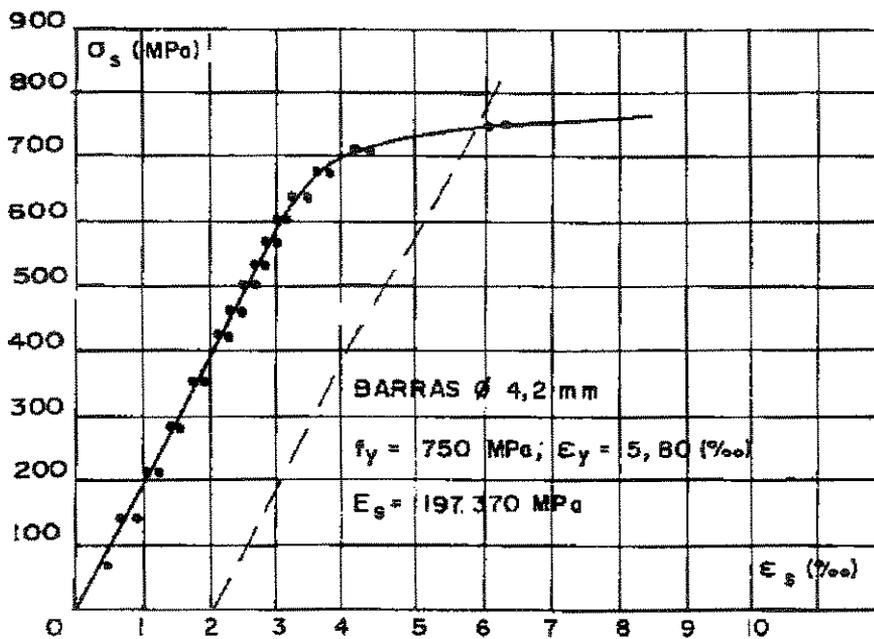


Figura 3.16 - Diagrama tensão-deformação das barras ϕ 4,2

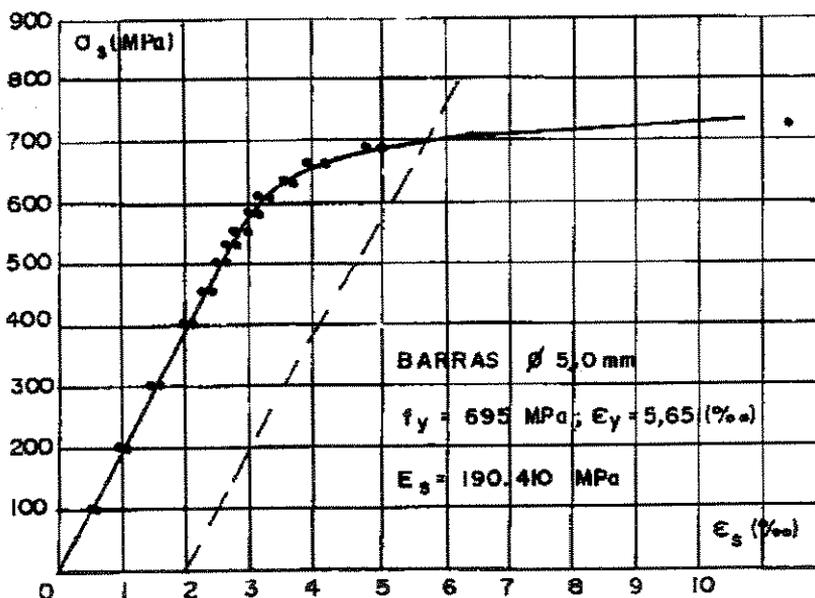


Figura 3.17 - Diagrama tensão-deformação das barras ϕ 5,0

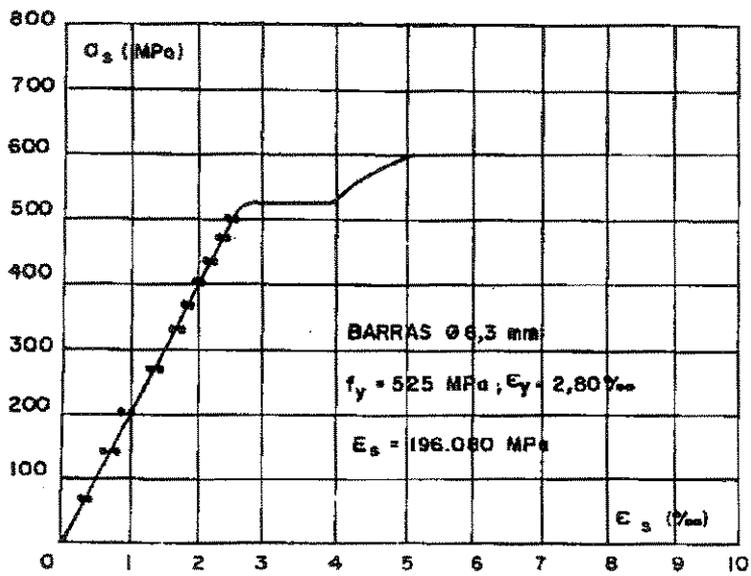


Figura 3.18 - Diagrama tensão-deformação das barras $\varnothing 6,3$

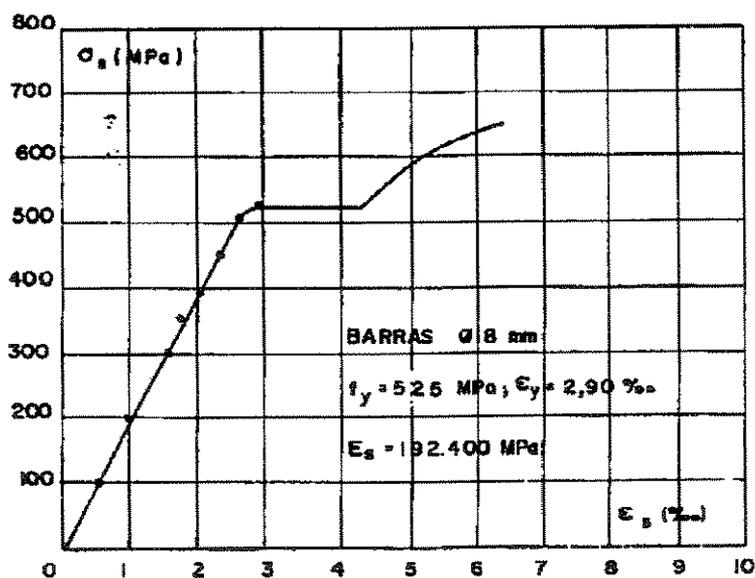


Figura 3.19 - Diagrama tensão-deformação das barras $\varnothing 8,0$

3.3 - EXECUÇÃO DOS NÓS

Os nós foram moldados em fôrmas de madeira, as quais receberam previamente uma demão de óleo nas suas superfícies internas, para diminuir a aderência com o concreto.

A concretagem seguia os seguintes passos: os agregados eram colocados no piso do laboratório, durante alguns dias, para secagem.

Os materiais eram misturados em betoneira com eixo inclinado e com capacidade de 150 litros. A água era dividida em três partes, sendo que a primeira parte era conservada em seu estado natural, e as outras duas eram misturadas, cada uma, com metade da quantidade de superplastificante.

A colocação dos materiais na betoneira era a seguinte: o agregado graúdo, uma parte de água no estado natural, o cimento previamente misturado com a sílica ativa, outra parte de água misturada com o superplastificante, a areia e o restante de água com super-plastificante. Para se conseguir a trabalhabilidade desejada, deixava-se a mistura durante 10 minutos, aproximadamente na betoneira.

Em cada concretagem, se executavam 02 nós e 12 corpos-de-prova, os quais eram adensados na mesa vibratória do laboratório.

Após cada concretagem, os nós e seus respectivos corpos-de-prova eram cobertos com plástico, e colocados na câmara úmida do laboratório. Após 5 dias eram desmoldados e cobertos com folhas de jornal umedecidas e com o plástico, até o término do tempo de cura de aproximadamente 28 dias.

Com a idade de sete dias rompiam-se três corpos-de-prova para verificar a resistência à compressão do concreto. No dia do ensaio se rompiam três corpos-de-prova para verificar sua resistência à compressão e outros três para verificar a resistência à tração na compressão diametral.

Os nós recebiam uma demão de tinta branca, para facilitar a visualização das fissuras durante o ensaio, e a armadura de cada nó era desenhada à lápis na superfície dos mesmos.

3.4 - INSTRUMENTAÇÃO

Foram usados extensômetros elétricos de resistência para medir as deformações nas armaduras, os quais foram denominados pela letra **L** seguidos de um número para as armaduras longitudinais; de uma letra **E** seguidos de um número para os estribos e por último de uma letra **M** seguida de um número para a armadura da mísula.

As disposições dos extensômetros elétricos de resistência encontram-se nas figuras 3.20 à 3.23.

As deformações no concreto foram medidas por meio de extensômetro mecânico tipo Tensotast-Huggenberger. As posições dos pontos de interesse estão indicadas nas figuras 3.24 à 3.26. Foram denominados pelas letras **D** na diagonal e **B** na bissetriz do ângulo seguidas de um número.

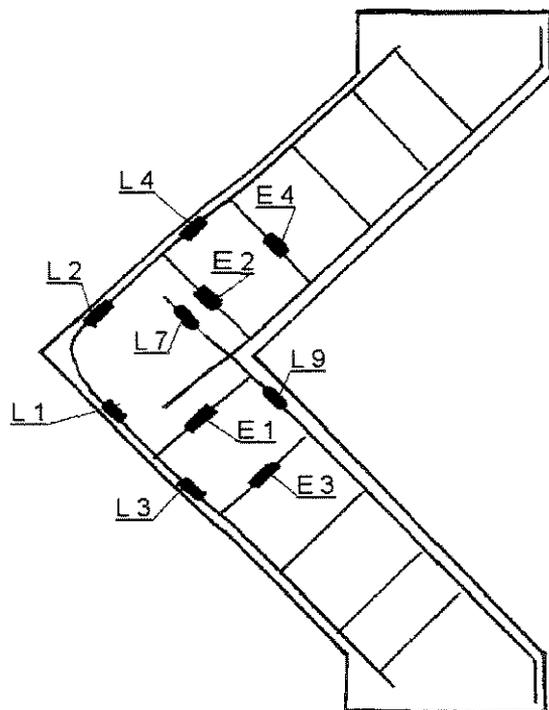


Figura 3.20 - Posicionamento dos extensômetros elétricos de resistência para os nós NF-1, NF-1B, NF-2, NF-2A e NF-2B

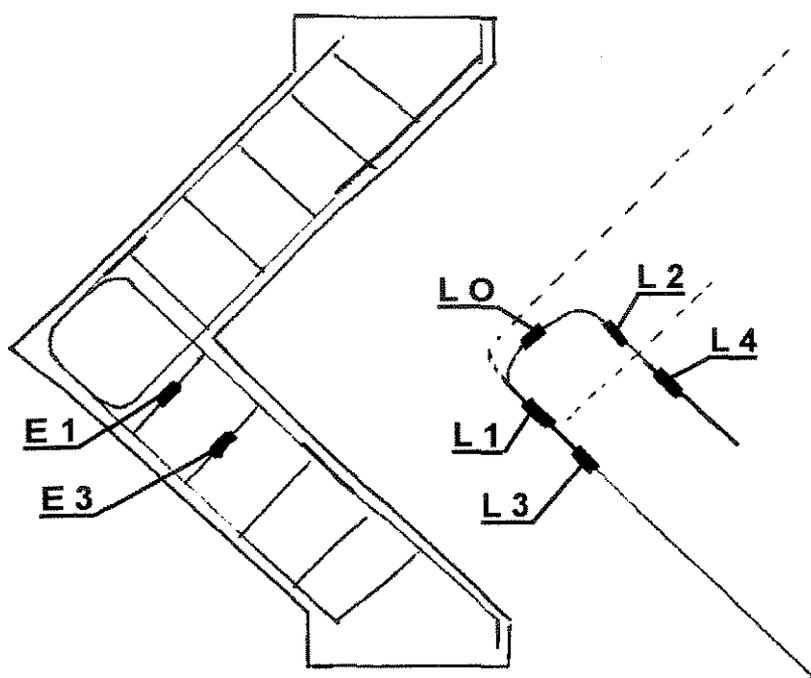


Figura 3.21 - Posicionamento dos extensômetros elétricos de resistência para os nós NF-3 e NF-4

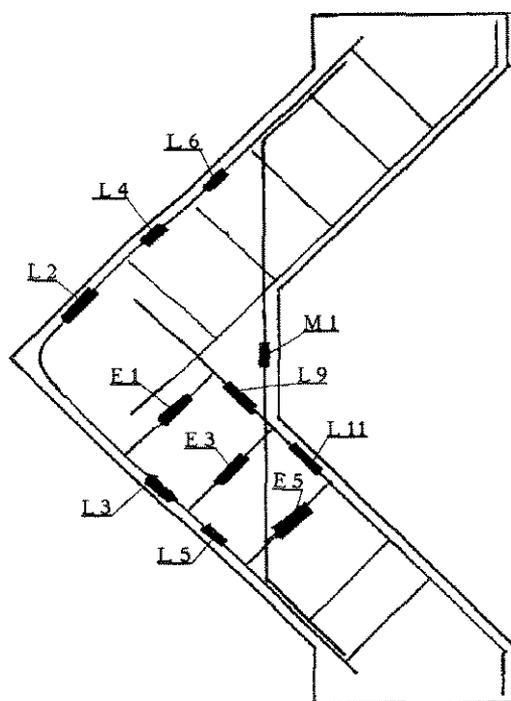


Figura 3.22 - Posicionamento dos extensômetros elétricos de resistência para os nós NF-5, NF-5B, NF-6, NF-6A e NF-6B

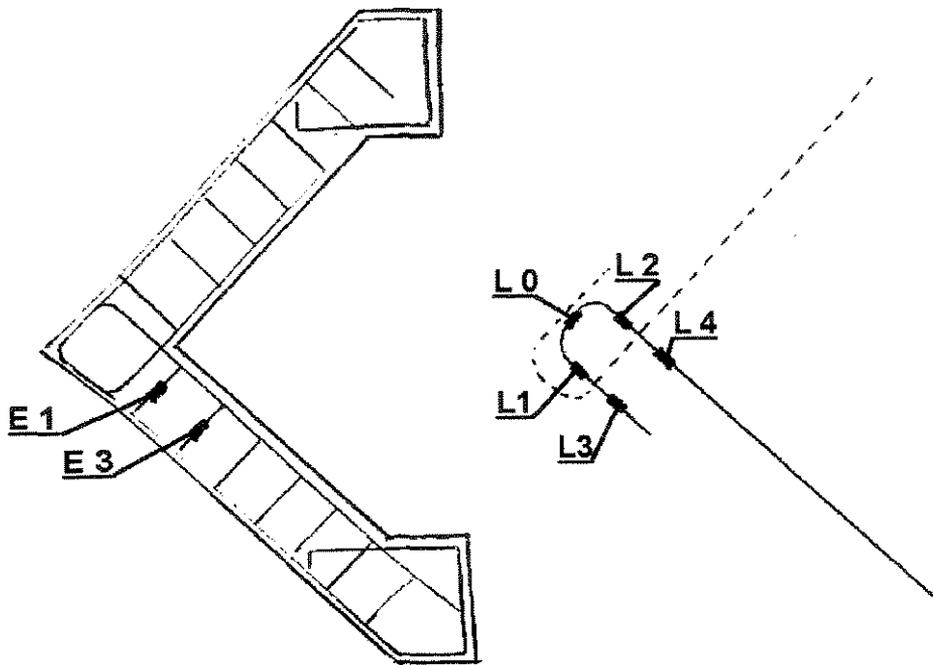


Figura 3.23 - Posicionamento dos extensômetros elétricos de resistência para os nós NA-1, NA-2 e NA-3

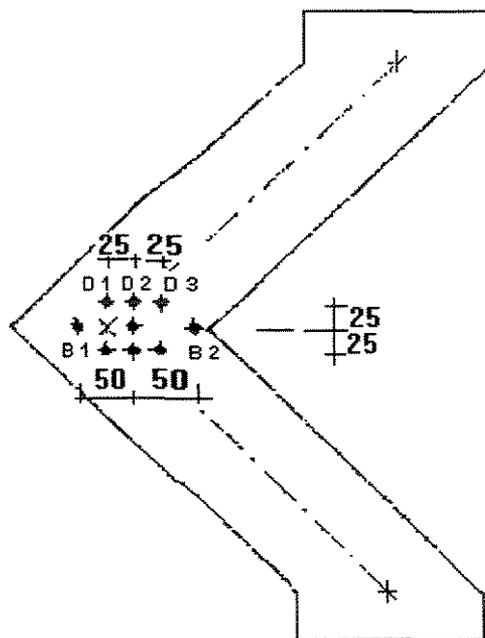


Figura 3.24 - Posicionamento das bases de medidas para os nós em ângulo reto sob flexão externa

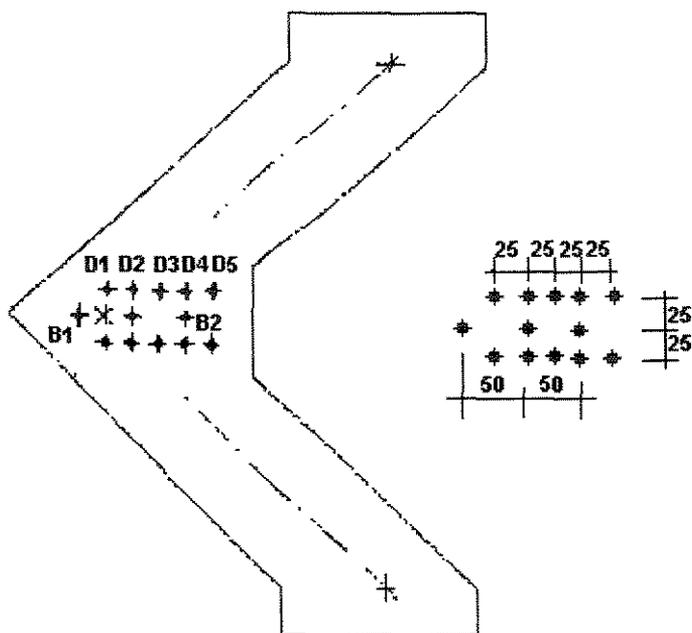


Figura 3.25 - Posicionamento das bases de medidas para os nós em ângulo reto com mísula sob flexão externa

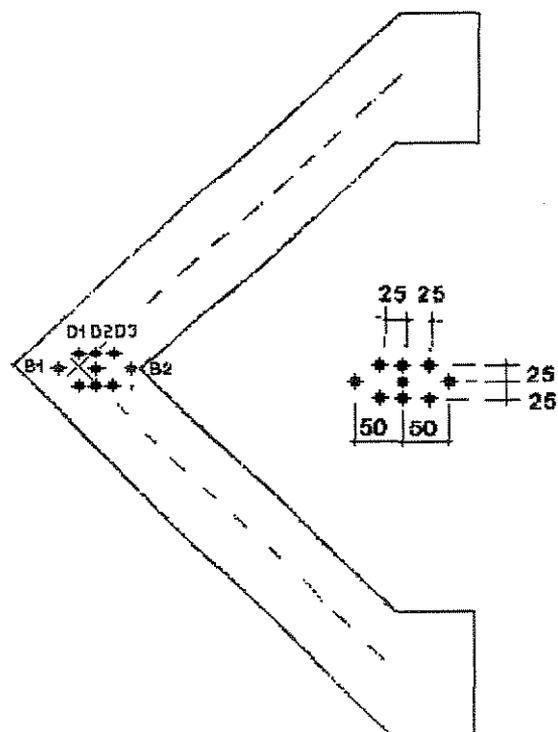


Figura 3.26 - Posicionamento das bases de medidas para os nós sob flexão interna

3.5 - EQUIPAMENTOS UTILIZADOS NOS ENSAIOS

Foi utilizada uma máquina universal de ensaios com capacidade de 1000 kN, durante os ensaios dos nós sujeitos a momentos negativos (NF). Um macaco hidráulico, com capacidade de 500 kN, foi empregado nos ensaios dos nós sujeitos a momentos positivos (NA).

Dispositivos formados por placas e roletes de aço foram inseridos entre as partes da máquina, ou do macaco, e as extremidades das barras do nó, para definir com clareza os pontos de aplicação da carga.

Os extensômetros elétricos usados na medição das deformações nas armaduras, eram ligados a caixas de comutação Huggenberger conectadas ao indicador de deformações Tepic-Huggenberger.

Para medidas das deformações no concreto, foi utilizado extensômetro mecânico Tensotast-Huggenberger com sensibilidade de 0,001 mm e base de medida de 50 mm.

3.6 - CARREGAMENTO

A carga foi aplicada monotonicamente por um macaco hidráulico, nos nós que abrem (NA) e no caso dos nós que fecham (NF) foi utilizada a máquina universal de ensaios.

Para cada estágio de carga, eram feitas as leituras das deformações, e observava-se a formação de fissuras, com o auxílio de uma lupa, e marca-se a sua evolução com tinta azul ou preta na superfície do concreto.

CAPÍTULO 4

RESULTADOS DOS ENSAIOS

Nesse capítulo o objetivo principal é descrever as observações referentes a cada nó ensaiado, assim como apresentar os resultados que foram obtidos através dos ensaios efetuados dos mesmos.

Os primeiros nós ensaiados foram os nós sob flexão com tração externa. O primeiro nó, denominado NF-1 foi carregado diretamente na máquina universal de ensaios, porque se presumiu que as articulações da máquina fossem acompanhar o deslocamento do nó. Para o segundo nó ensaiado, denominado de NF-5 inseriu-se somente na parte superior da máquina e na extremidade da barra do nó, dispositivos formados por placas e roletes de aço. Porém, através dos resultados obtidos verificou-se a necessidade de inserir esses dispositivos nas duas extremidades das barras do nó e da máquina, à fim de definir com clareza os pontos de aplicação da carga. Desta maneira, foram ensaiados os demais nós.

A primeira carga aplicada ao nó NF-1 foi de 5 kN, seguida de carregamento de forma monotônica por incrementos de 2,5 kN de carga. Esse intervalo foi adotado porque se desconhecia o comportamento do nó na ruína. A partir deste nó, todos os demais foram carregados até atingir a carga máxima através de carregamento de forma monotônica por incrementos de 5 kN.

As cargas de fissuras, de ruptura e de escoamento, bem como as resistências à compressão e à tração do concreto, se encontram na tabela 4.1.

TABELA 4.1 - Resumo das principais cargas e das resistências do concreto dos nós.

Nó	CARGAS (kN)			Resist.do concreto (MPa)		formas de ruptura
	Ruptura	primeiras fissuras	Escoamento	à compressão	à tração	
NF-1	52,5	15,0	38,5	72,4	6,0	flexão
NF-1B	37,0	16,0	30,0	84,3	6,2	flexão
NF-2	56,0	20,0	50,0	89,2	6,3	flexão
NF-2A	33,0	15,0	30,0	79,0	6,4	flexão
NF-2B	43,0	20,0	35,0	89,5	5,5	flexão
NF-3	36,5	15,0	30,0	74,9	6,2	flexão
NF-4	47,5	15,0	40,0	85,4	5,9	flexão
NF-5	83,5	17,5	-----	72,4	6,0	cisalhamento
NF-5B	63,5	25,0	50,0	89,5	5,5	flexão
NF-6	70,0	20,0	-----	89,2	6,3	cisalhamento
NF-6A	60,0	15,0	-----	79,0	6,4	cisalhamento
NF-6B	90,0	25,0	80,0	84,3	6,2	flexão
NA-1	10,0	5,0	10,0	74,9	6,2	flexão
NA-2	7,5	2,5	7,5	85,4	5,9	flexão
NA-3	17,5	5,0	12,5	89,5	5,5	flexão

A seguir, passa-se a descrever as particularidades observadas para cada nó.

Nó NF-1: deu-se início aos ensaios com esse nó. Porém, não foram colocados os roletes nas partes superior e inferior das barras do nó em contato com a máquina universal de ensaios. Devido a esse fato, observou-se que o panorama final das fissuras não foi simétrico, conforme mostra a **figura 4.1**. Houve um deslocamento da face do nó em contato com a máquina, e a carga se aproximou mais do centro do nó, diminuindo o braço de alavanca e conseqüentemente aumentando o valor da carga de ruptura. Por esse motivo, esse nó foi refeito e nomeado nesse trabalho de NF-1B.

Nó NF-1B: foi ensaiado com os roletes, e como se esperava atingiu a ruptura por flexão com uma carga inferior ao do nó NF-1. Houve um esmagamento do concreto no canto interno do nó, conforme indica a **figura 4.2** e a **figura 4.17**.

Nó NF-2: foi colocado o rolete somente na parte superior do nó em contato com a máquina. A **figura 4.3** mostra o estágio final de fissuração e a **figura 4.18** a vista lateral.

Nó NF-2A: esse nó diferia do nó NF-2, pelo aumento no raio de dobramento da armadura principal, como indica a **figura 3.10**. Foram colocados os roletes nas extremidades das barras do nó. A **figura 4.4** mostra o estágio final de fissuração e a **figura 4.19** a vista lateral.

Nó NF-2B: esse nó possuía as mesmas armaduras do nó NF-2. No ensaio deste nó foram colocados roletes nas partes superior e inferior. Como se esperava atingiu a ruptura por flexão com uma carga inferior ao nó NF-2. A **figura 4.5** mostra o panorama final da fissuração e a **figura 4.20** a vista lateral.

Nó NF-3: a armadura desse nó era em forma de alça, diferindo do nó NF-1 que possuía armadura contínua. Os detalhes da fissuração final podem ser observados na **figura 4.6** e a **figura 4.21** mostra a vista lateral.

Nó NF-4: sua armadura era em forma de alça, diferindo do nó NF-2 que era contínua. O nó NF-4 diferia do nó NF-3 pela armadura principal. A **figura 4.7** mostra os detalhes da fissuração final e a **figura 4.22** a vista lateral.

Nó NF-5: esse nó foi ensaiado com rolete somente na parte superior. O estribo entrou em escoamento e o nó rompeu por cisalhamento e não por flexão, como se esperava. Na parte superior do nó abriu uma fissura inclinada em relação a

barra. A **figura 4.8** mostra essa fissuração e a **figura 4.23** as vistas laterais. Devido a isso, esse nó foi refeito e nomeado por NF-5B, aumentando o diâmetro do estribo conforme indica a **figura 3.13**.

Nó NF-5B: esse nó diferia do nó NF-5 no diâmetro do estribo. A **figura 4.9** mostra os detalhes da fissuração final e a **figura 4.24** a vista lateral.

Nó NF-6: da mesma forma que o nó NF-5, esse rompeu-se por cisalhamento, o segundo estribo da parte superior da barra entrou em escoamento. Esse nó foi refeito e denominado de NF-6B, aumentando o diâmetro do estribo conforme indica a **figura 3.13**. Os detalhes da fissuração são mostrados na **figura 4.10** e a **figura 4.25** a vista lateral.

Nó NF-6A: diferia do nó NF-6 pelo aumento no ensaio de dobramento da armadura principal, conforme indica a **figura 3.6**. Da mesma forma que o nó NF-6, esse também rompeu-se por cisalhamento. A **figura 4.11** mostra a fissuração final e a **figura 4.26** a vista lateral.

Nó NF-6B: rompeu-se por flexão conforme o esperado. A **figura 4.12** mostra o estágio final de fissuração e a **figura 4.27** a vista lateral.

Nó NA-1: deu-se início aos ensaios para os nós sob flexão com tração interna com esse nó. A primeira carga aplicada foi de 5 kN, e a segunda carga de 10 kN. Após a aplicação da carga de 10 kN, a armadura longitudinal entrou em escoamento, houve um deslocamento do ponto de aplicação de carga, e não foi possível aplicar mais carga ao nó, através do macaco hidráulico. A **figura 4.13** mostra o panorama final da fissuração e a **figura 4.28** as vistas laterais.

Nó NA-2: a primeira carga aplicada foi de 2,5 kN, seguida de um carregamento de forma monotônica por incrementos de 2,5 kN de carga. Com a aplicação de

carga de 7,5 kN, a armadura longitudinal entrou em escoamento e de maneira análoga ao nó NA-1 não foi possível aumentar a carga. A **figura 4.14** mostra o panorama final da fissuração e a **figura 4.29** as vistas laterais.

Nó NA-3: finalizou-se os ensaios para os nós sob flexão com tração interna com esse nó. A primeira carga aplicada foi de 2,5 kN, seguida de um carregamento de forma monotônica por incrementos de 2,5 kN de carga. Foi possível aplicar cargas até 15 kN. A **figura 4.15** mostra o panorama final da fissuração e a **figura 4.30** as vistas laterais.

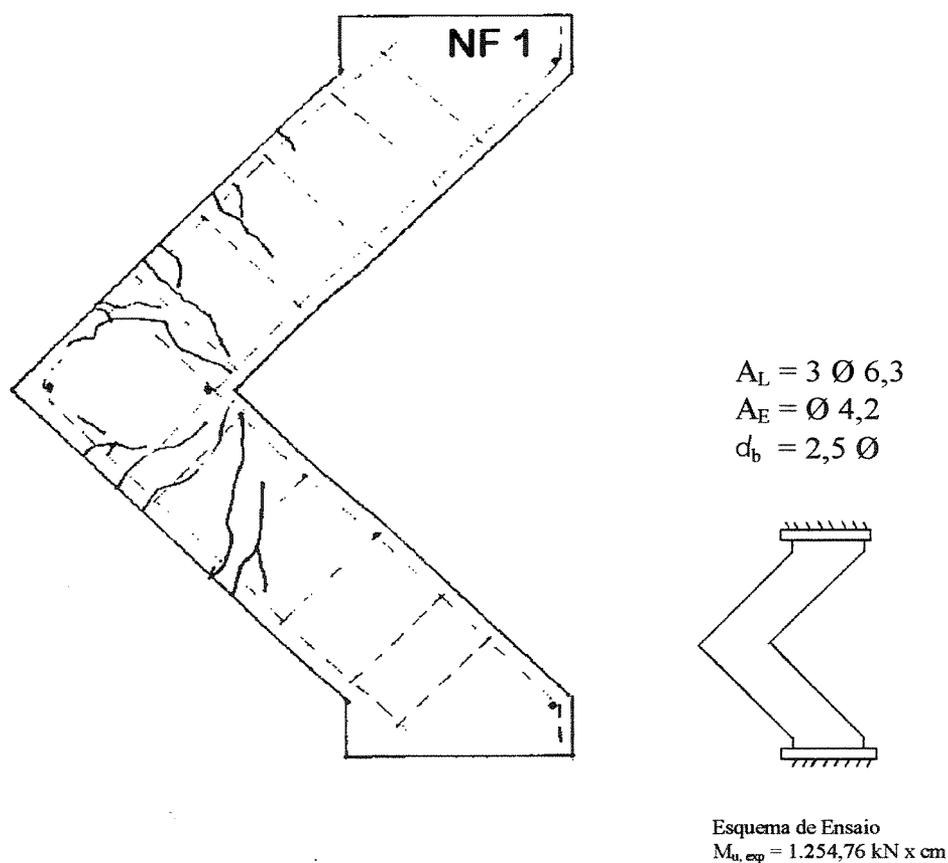
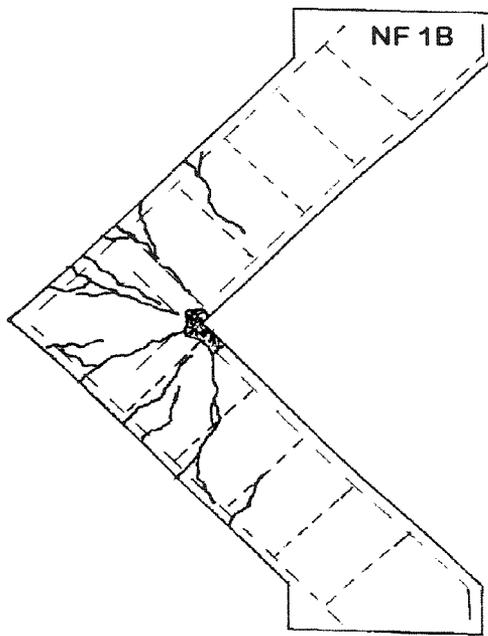


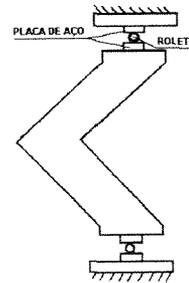
figura 4.1: Panorama da fissuração no estágio final de carga - NF-1



$$A_L = 3 \text{ } \varnothing 6,3$$

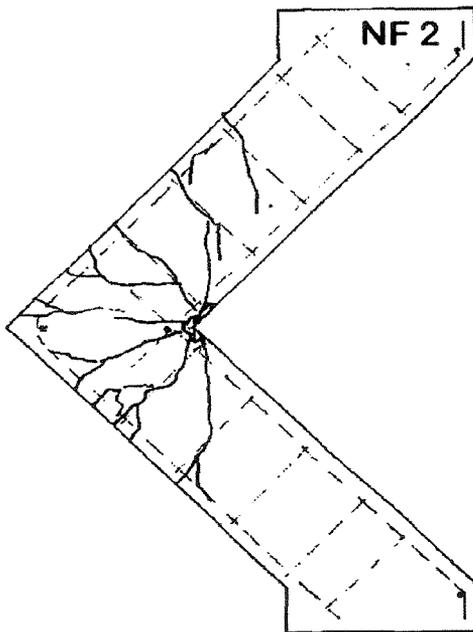
$$A_E = \varnothing 4,2$$

$$d_b = 2,5 \varnothing$$



Esquema de ensaio
 $M_{u, \text{exp}} = 884,31 \text{ kN x cm}$

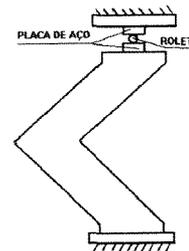
figura 4.2: Panorama da fissuração no estágio final de carga - NF-1B



$$A_L = 4 \text{ } \varnothing 6,3$$

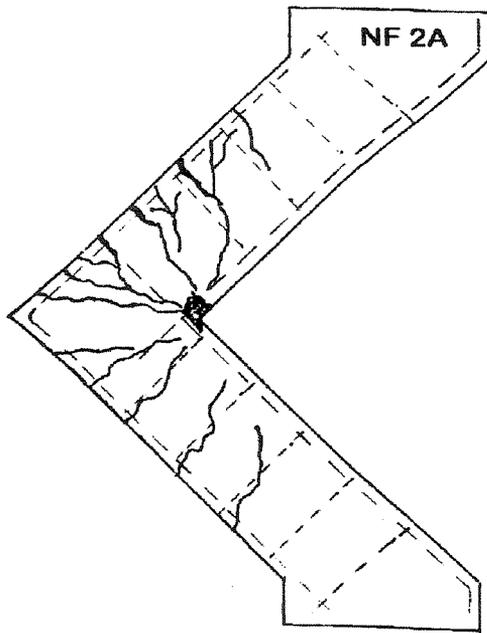
$$A_E = \varnothing 4,2$$

$$d_b = 2,5 \varnothing$$



Esquema de ensaio
 $M_{u, \text{exp}} = 1.338,41 \text{ kN x cm}$

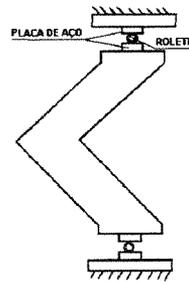
figura 4.3: Panorama da fissuração no estágio final de carga - NF-2



$$A_L = 4 \text{ } \varnothing \text{ } 6,3$$

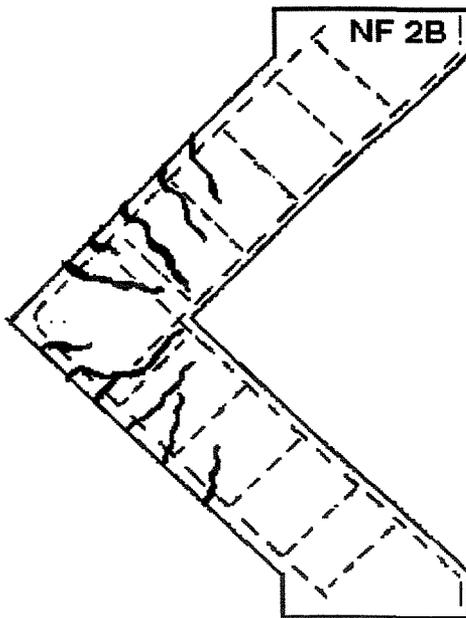
$$A_E = \varnothing \text{ } 4,2$$

$$d_b = 4,0 \text{ } \varnothing$$



Esquema de ensaio
 $M_{u, exp} = 788,71 \text{ kN} \times \text{cm}$

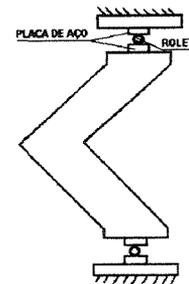
figura 4.4: Panorama da fissuração no estágio final de carga - NF-2A



$$A_L = 4 \text{ } \varnothing \text{ } 6,3$$

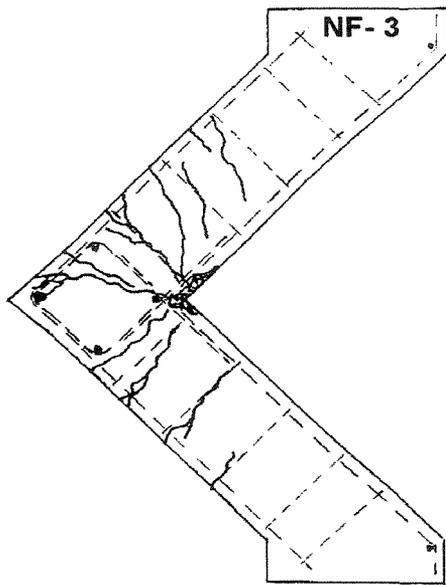
$$A_E = \varnothing \text{ } 4,2$$

$$d_b = 2,5 \text{ } \varnothing$$



Esquema de ensaio
 $M_{u, exp} = 1.027,71 \text{ kN} \times \text{cm}$

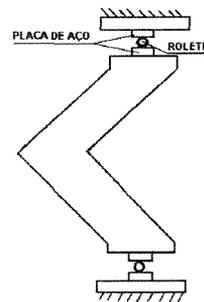
figura 4.5: Panorama da fissuração no estágio final de carga - NF-2B



$$A_L = 3 \text{ } \varnothing 6,3$$

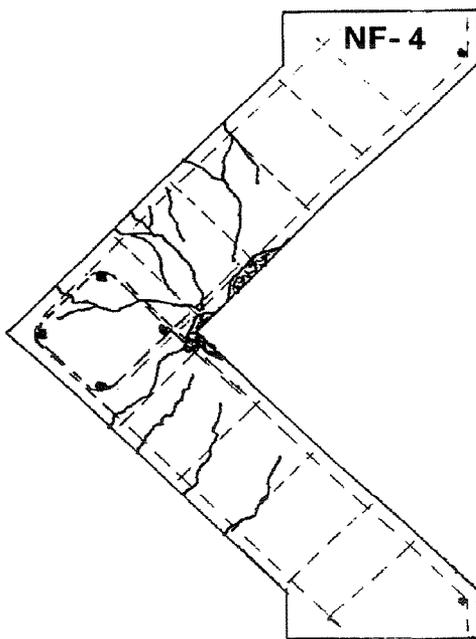
$$A_E = \varnothing 4,2$$

$$d_b = 2,5 \varnothing$$



Esquema de ensaio
 $M_{u, exp} = 872,36 \text{ kN x cm}$

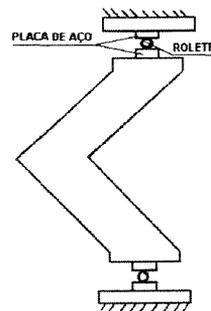
figura 4.6: Panorama da fissuração no estágio final de carga - NF-3



$$A_L = 4 \text{ } \varnothing 6,3$$

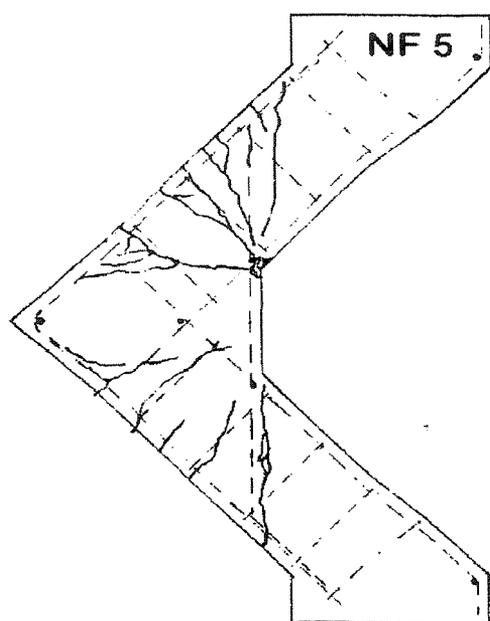
$$A_E = \varnothing 4,2$$

$$d_b = 2,5 \varnothing$$

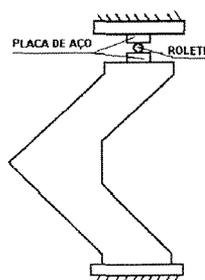


Esquema de ensaio
 $M_{u, exp} = 1.135,34 \text{ kN x cm}$

figura 4.7: Panorama da fissuração no estágio final de carga - NF-4

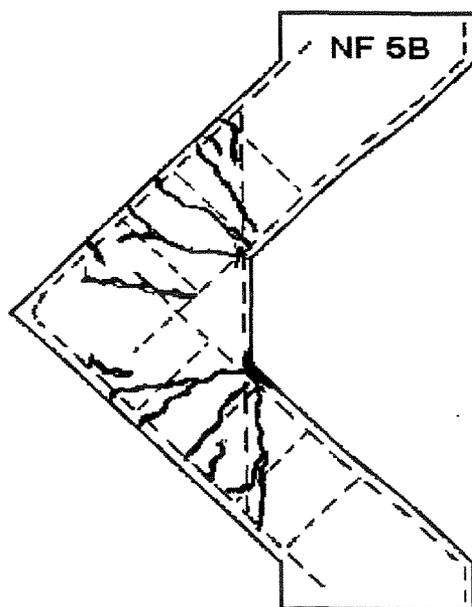


$A_L = 4 \text{ } \varnothing 6,3$
 $A_E = \varnothing 4,2$
 $d_b = 2,5 \varnothing$

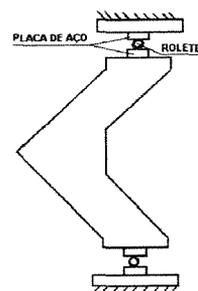


Esquema de ensaio
 $M_{u, exp} = 1.582,36 \text{ kN x cm}$

figura 4.8: Panorama da fissuração no estágio final de carga - NF-5

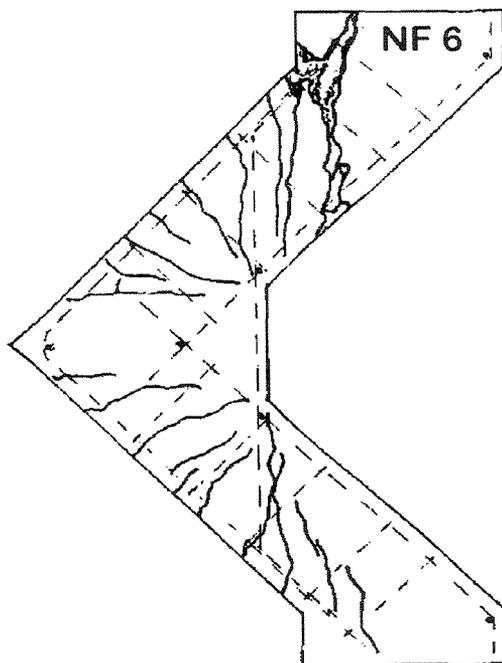


$A_L = 4 \text{ } \varnothing 6,3$
 $A_E = \varnothing 5,0$
 $d_b = 2,5 \varnothing$



Esquema de ensaio
 $M_{u, exp} = 1.203,35 \text{ kN x cm}$

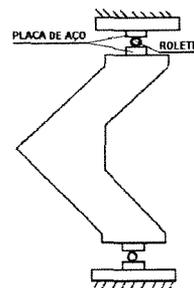
figura 4.9: Panorama da fissuração no estágio final de carga - NF-5B



$$A_L = 4 \text{ } \varnothing \text{ } 8,0$$

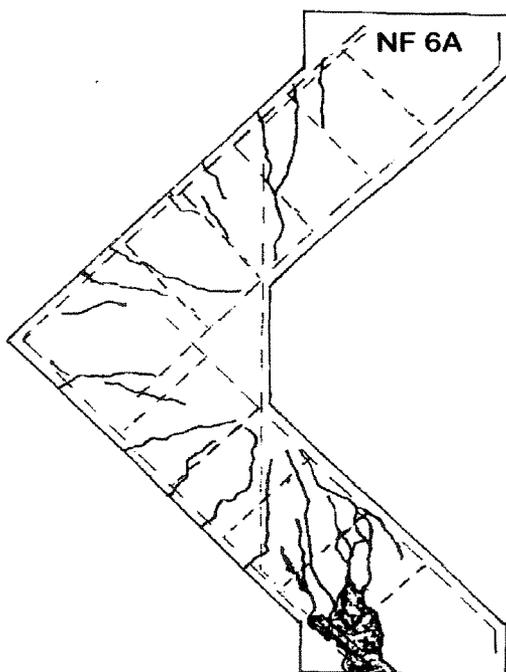
$$A_E = \varnothing \text{ } 4,2$$

$$d_b = 2,5 \varnothing$$



Esquema de ensaio
 $M_{u,exp} = 1.326,53 \text{ kN x cm}$

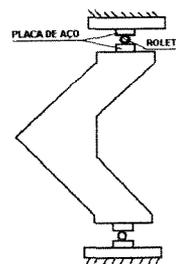
figura 4.10: Panorama da fissuração no estágio final de carga - NF-6



$$A_L = 4 \text{ } \varnothing \text{ } 8,0$$

$$A_E = \varnothing \text{ } 4,2$$

$$d_b = 4 \varnothing$$



Esquema de ensaio
 $M_{u,exp} = 1.137,03 \text{ kN x cm}$

figura 4.11: Panorama da fissuração no estágio final de carga - NF-6A

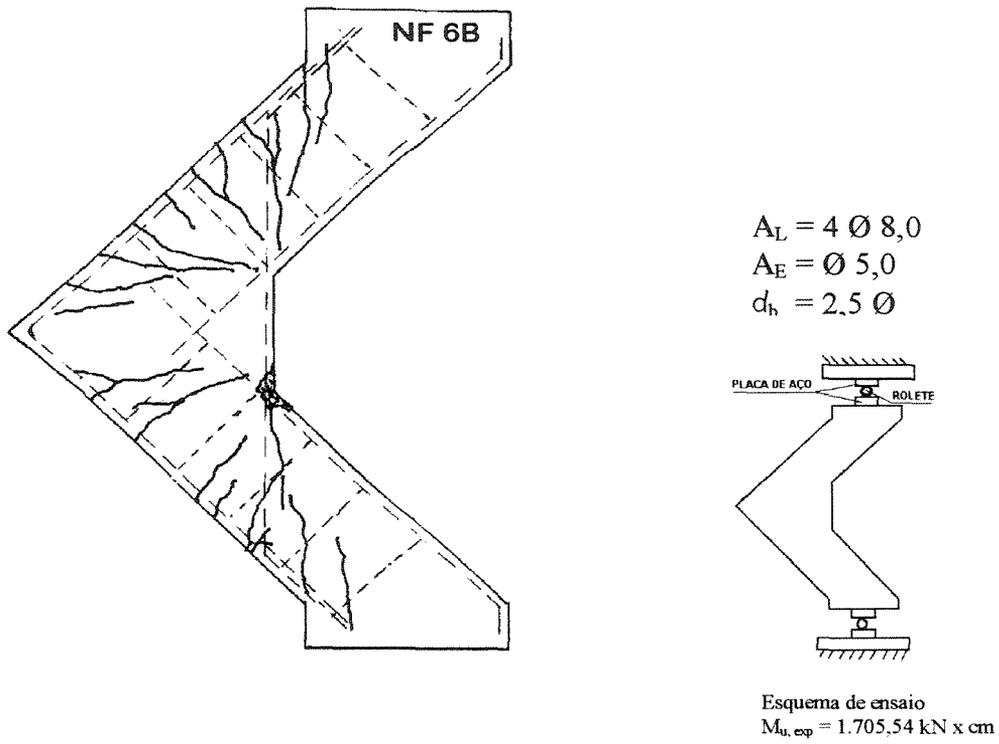


figura 4.12: Panorama da fissuração no estágio final de carga - NF-6B

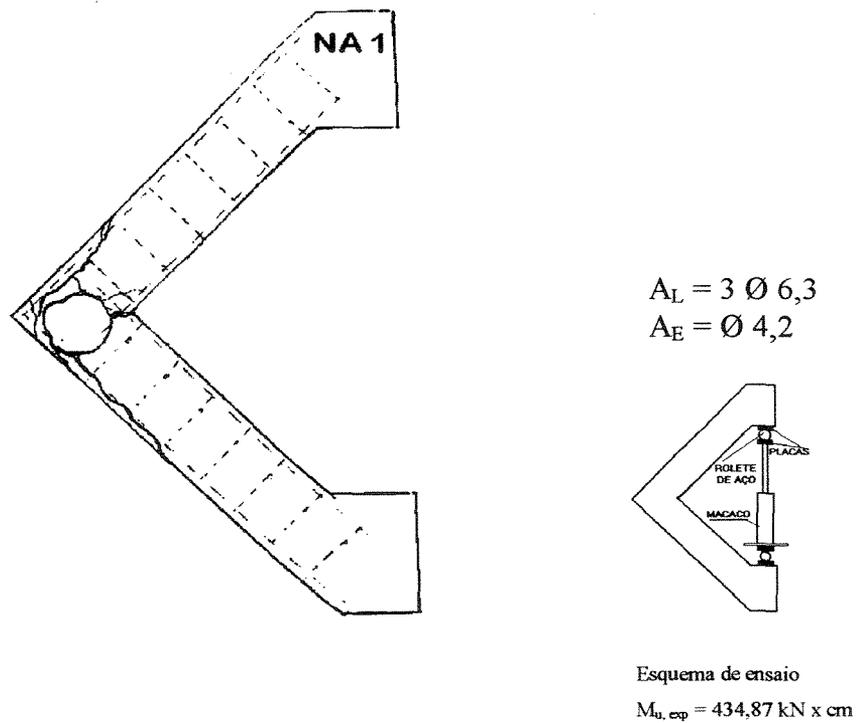
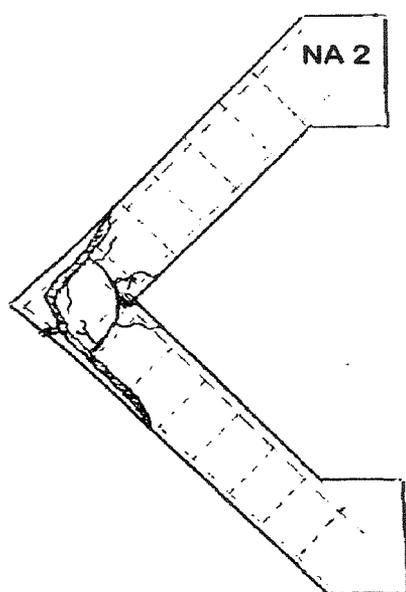
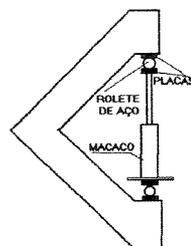


figura 4.13: Panorama da fissuração no estágio final de carga - NA-1



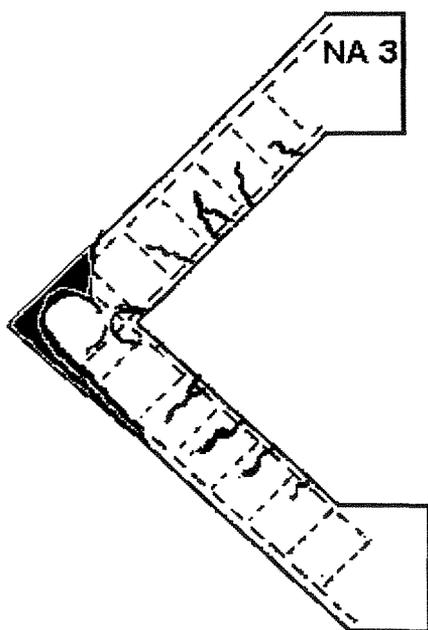
$$A_L = 4 \text{ } \varnothing 6,3$$

$$A_E = \varnothing 4,2$$



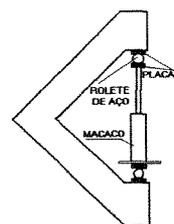
Esquema de ensaio
 $M_{u, \text{exp}} = 325,95 \text{ kN} \times \text{cm}$

figura 4.14: Panorama da fissuração no estágio final de carga - NA-2



$$A_L = 4 \text{ } \varnothing 8,0$$

$$A_E = \varnothing 5,0$$



Esquema de ensaio
 $M_{u, \text{exp}} = 761,02 \text{ kN} \times \text{cm}$

figura 4.15: Panorama da fissuração no estágio final de carga - NA-3

A seguir se encontram as vistas laterais dos nós ensaiados (figuras 4.16 à 4.30)

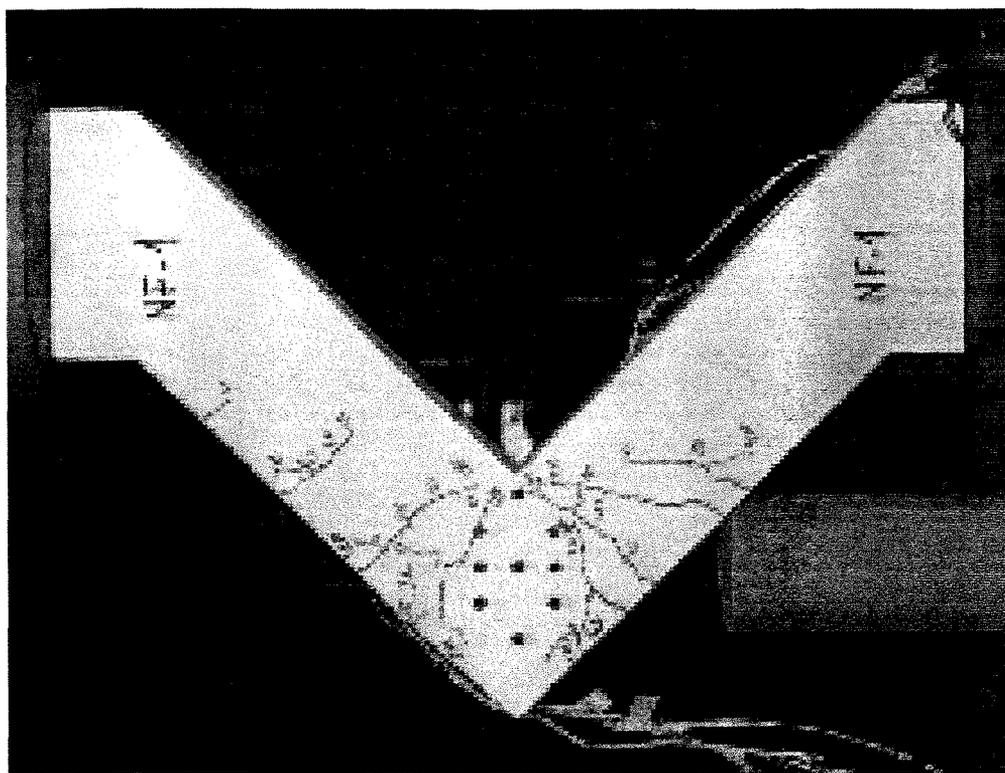


figura 4.16: Vista lateral do nó NF-1

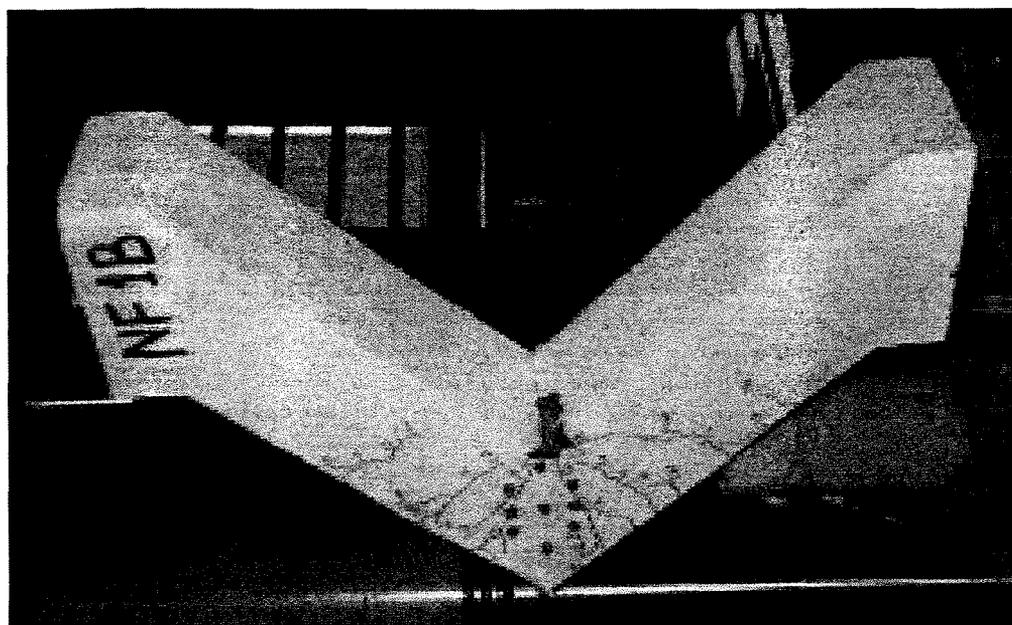


figura 4.17: Vista lateral do nó NF-1B

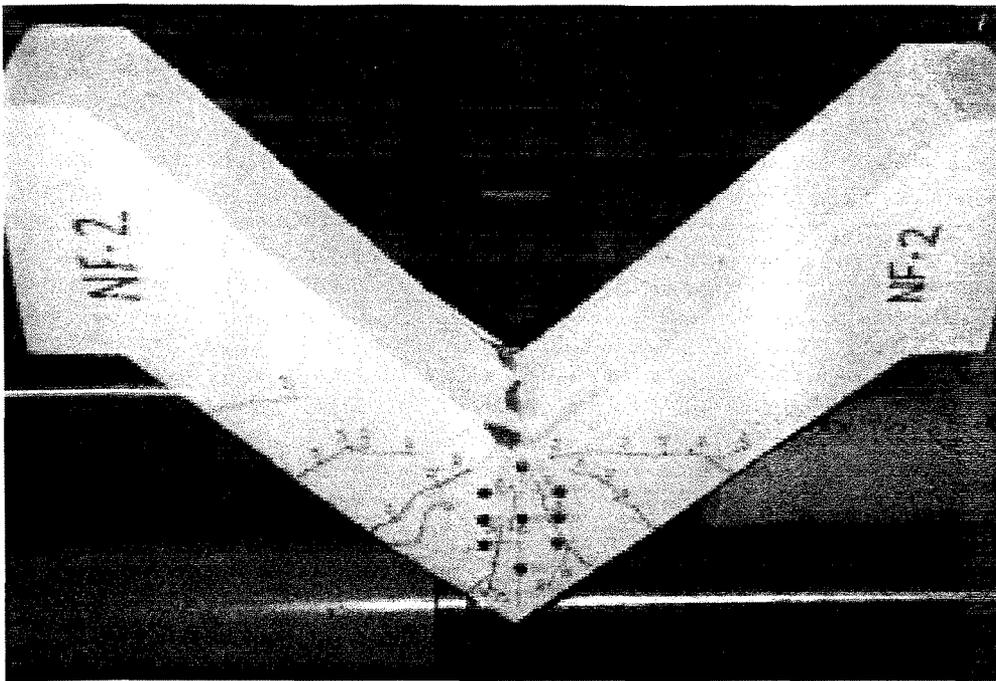


figura 4.18: Vista lateral do nó NF-2

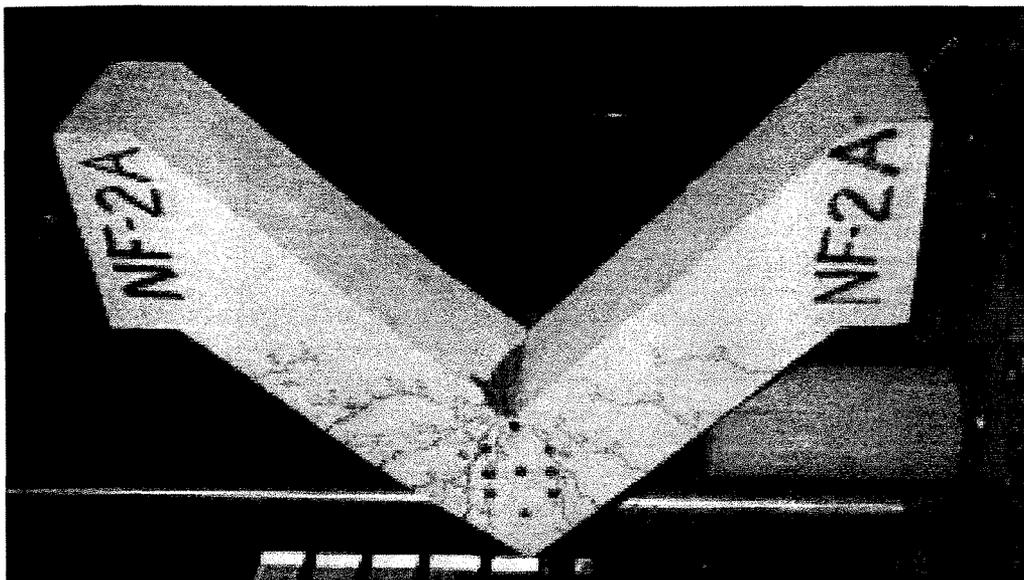


figura 4.19: Vista lateral do nó NF-2A

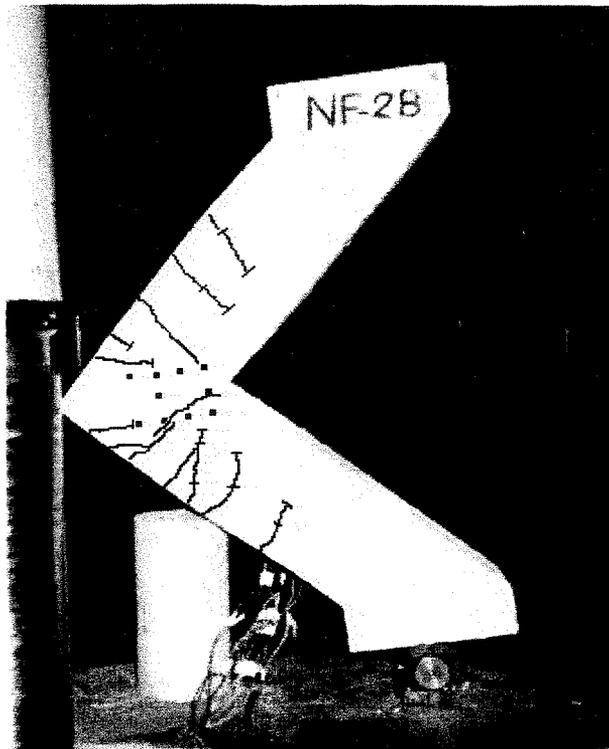


figura 4.20: Vista lateral do nó NF-2B

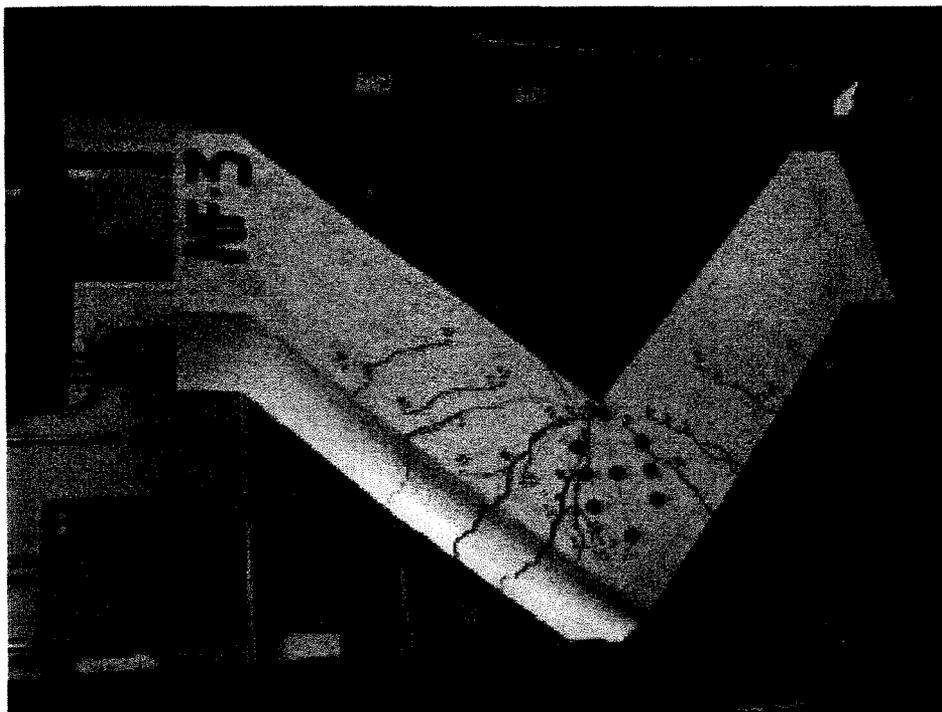


figura 4.21: Vista lateral do nó NF-3

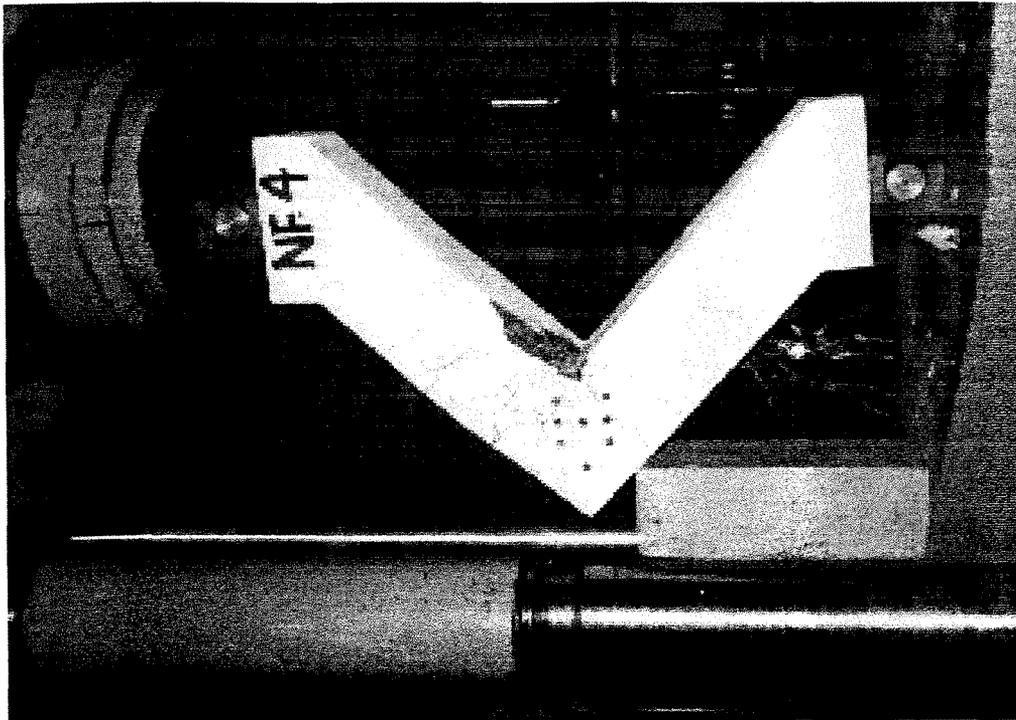


figura 4.22: Vista lateral do nó NF-4

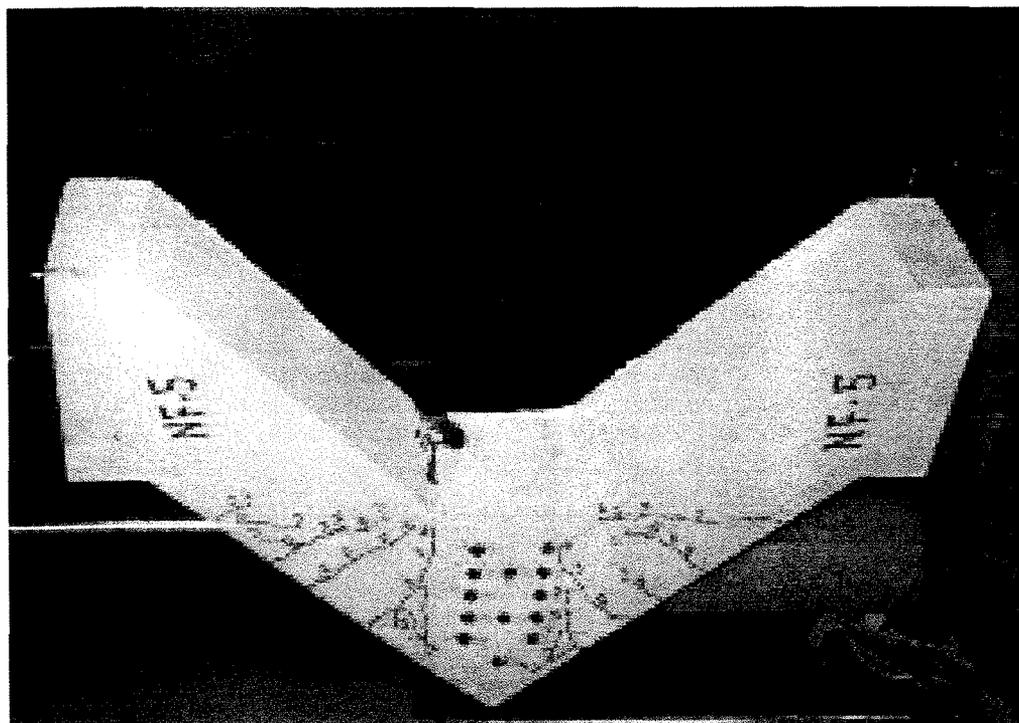
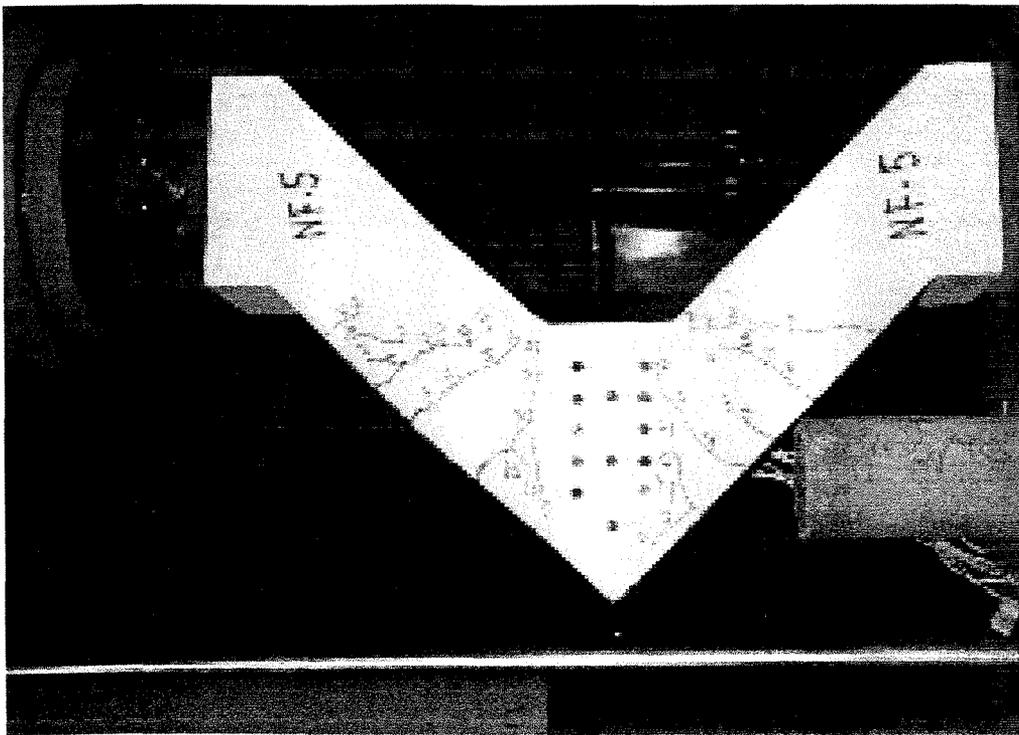


figura 4.23: Vistas laterais do nó NF-5

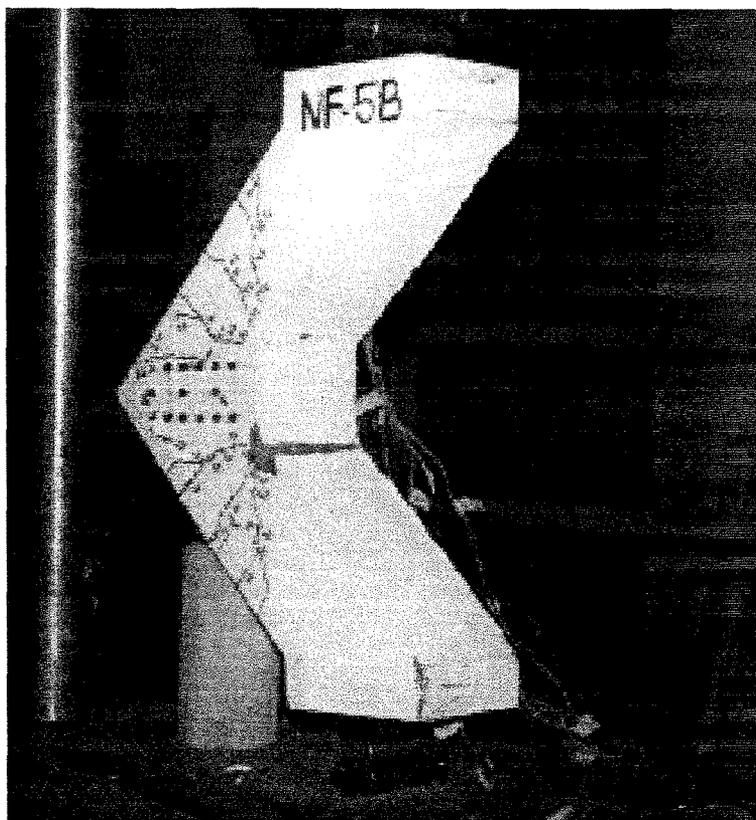


figura 4.24: Vista lateral do nó NF-5B

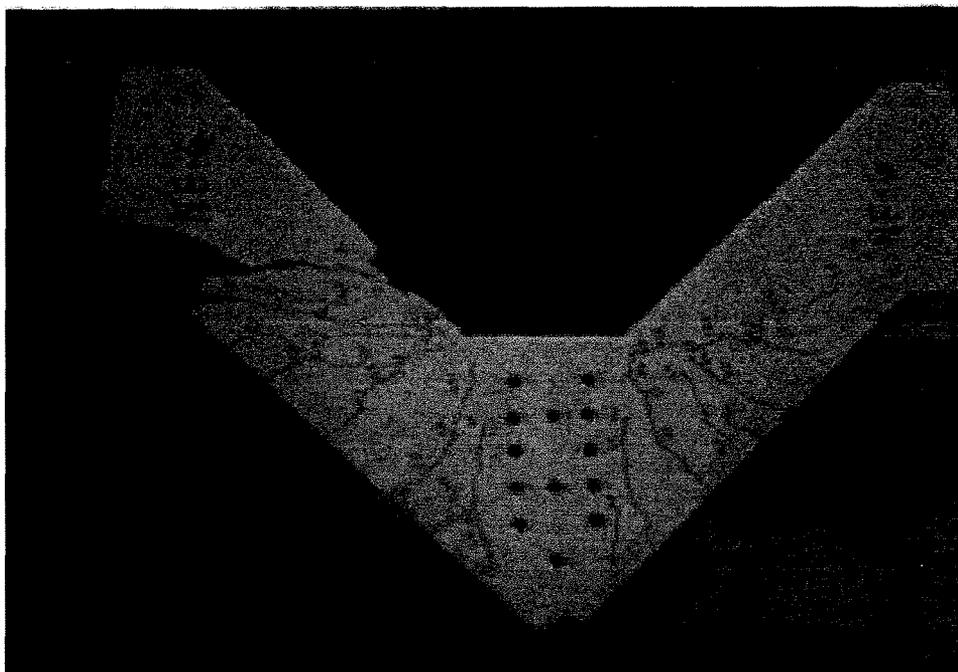


figura 4.25: Vista lateral do nó NF-6

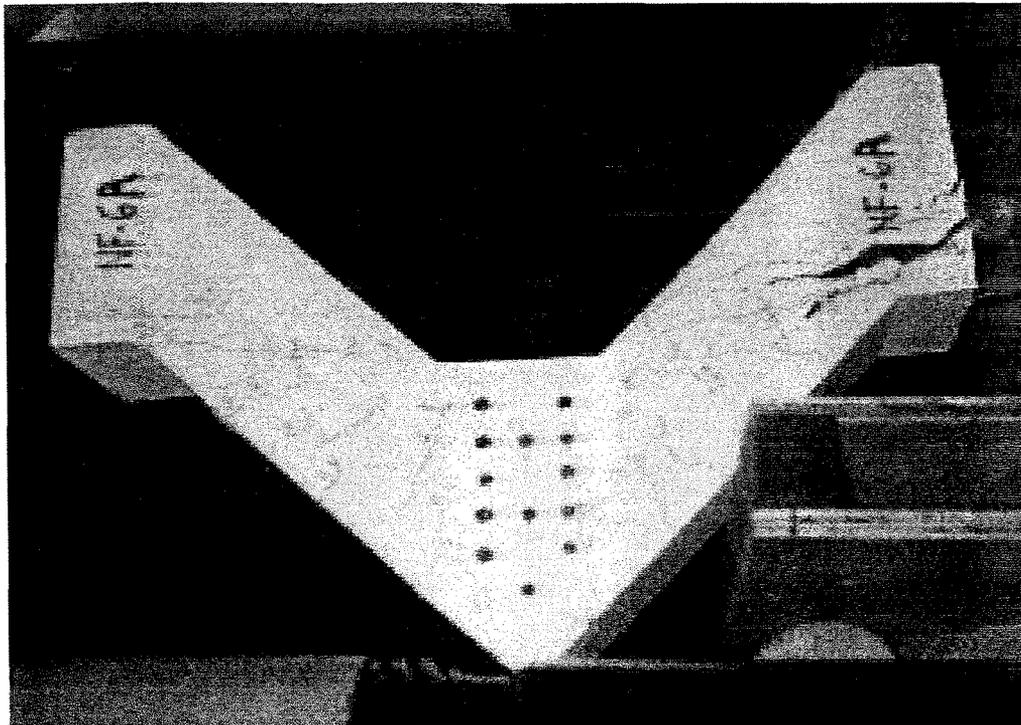


figura 4.26: Vista lateral do nó NF-6A

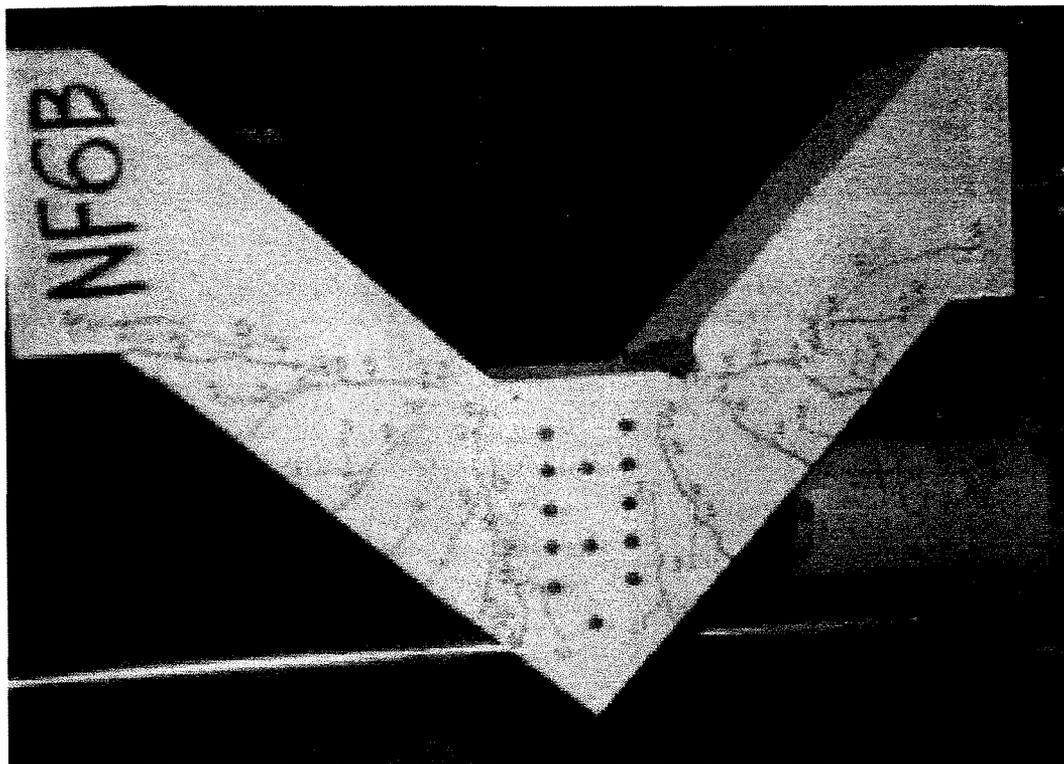


figura 4.27: Vista lateral do nó NF-6B

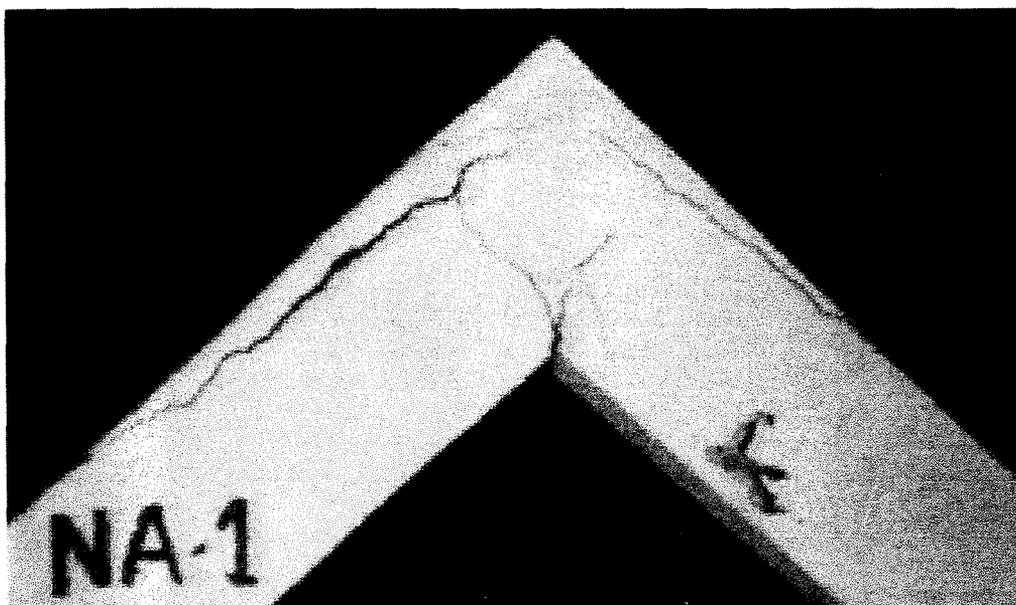
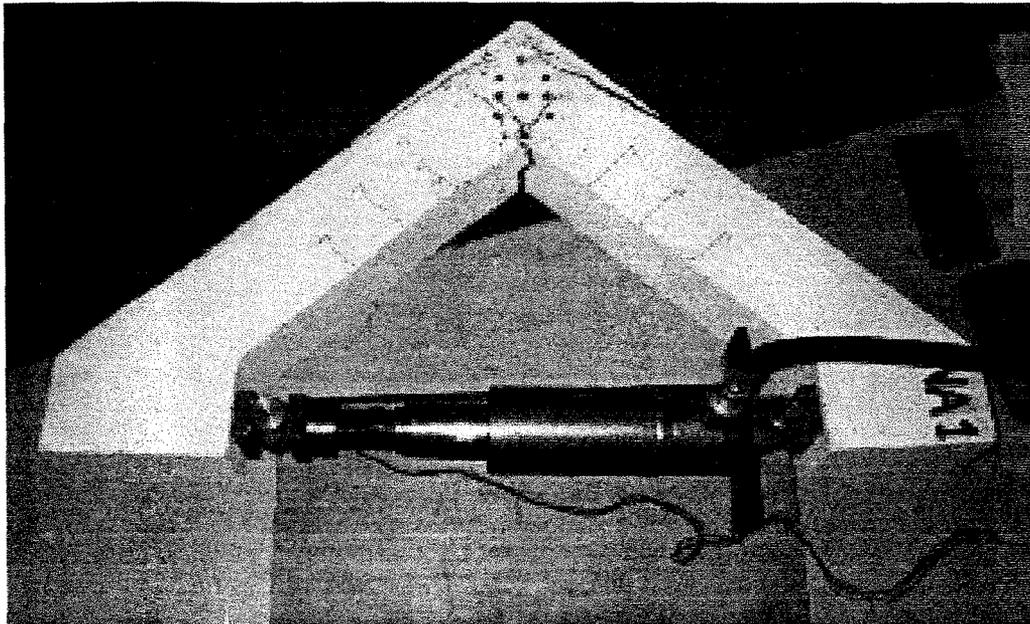


figura 4.28: Vistas laterais do nó NA-1

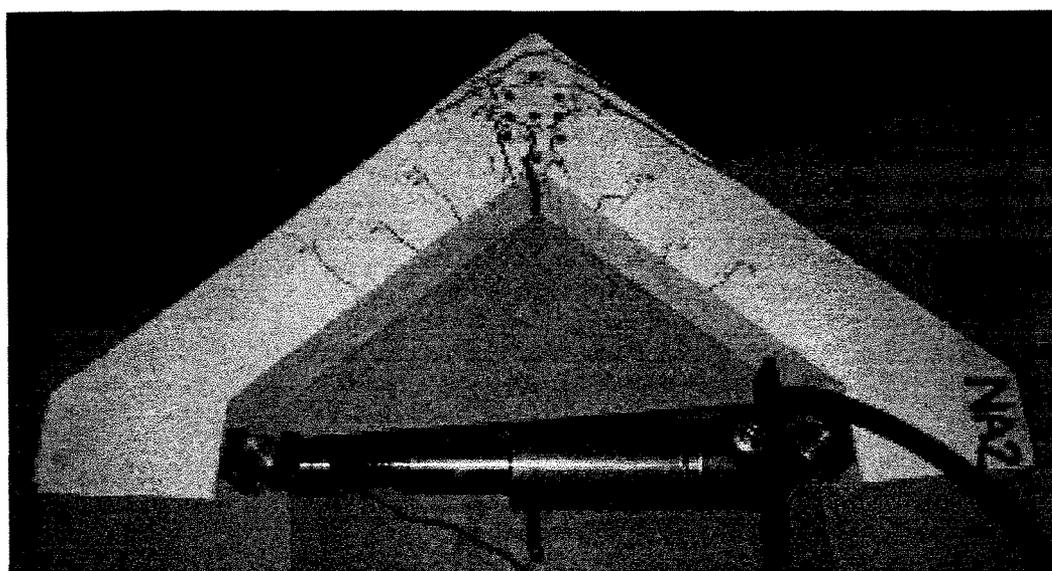
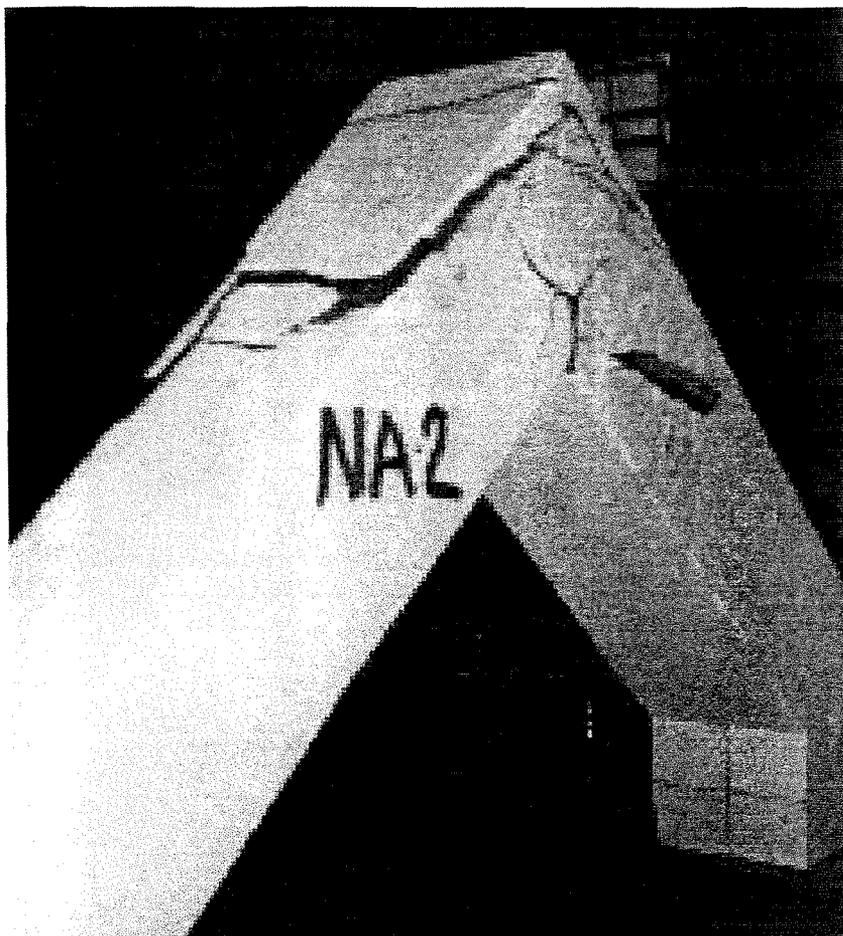


figura 4.29: Vistas laterais do nó NA-2

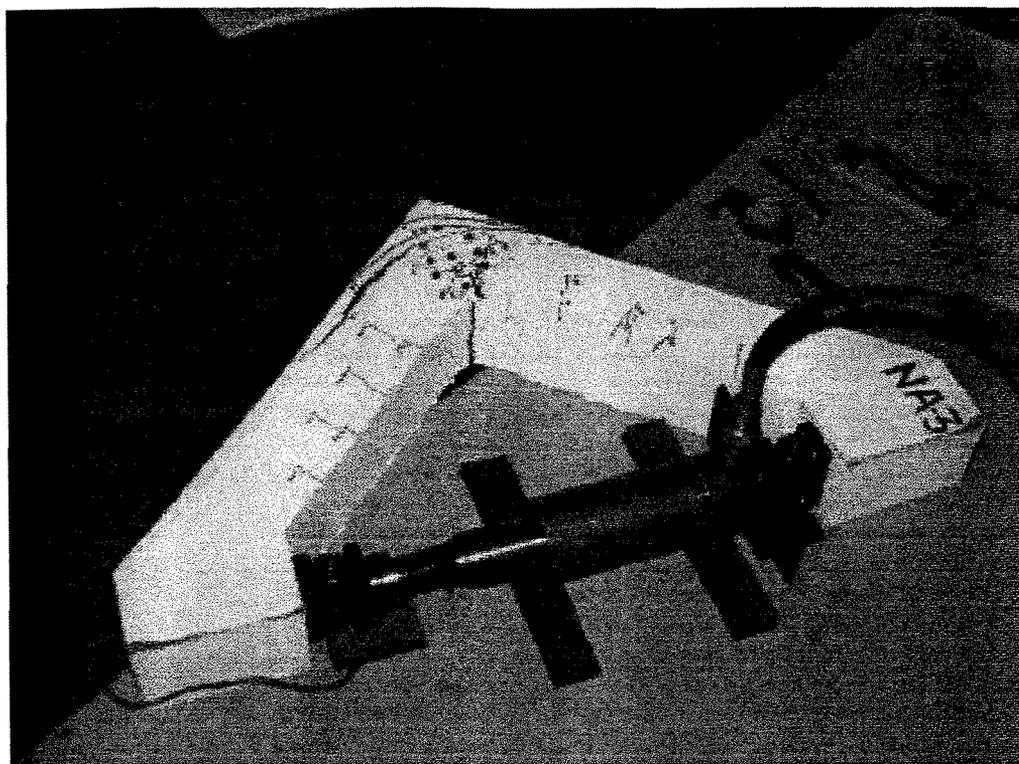
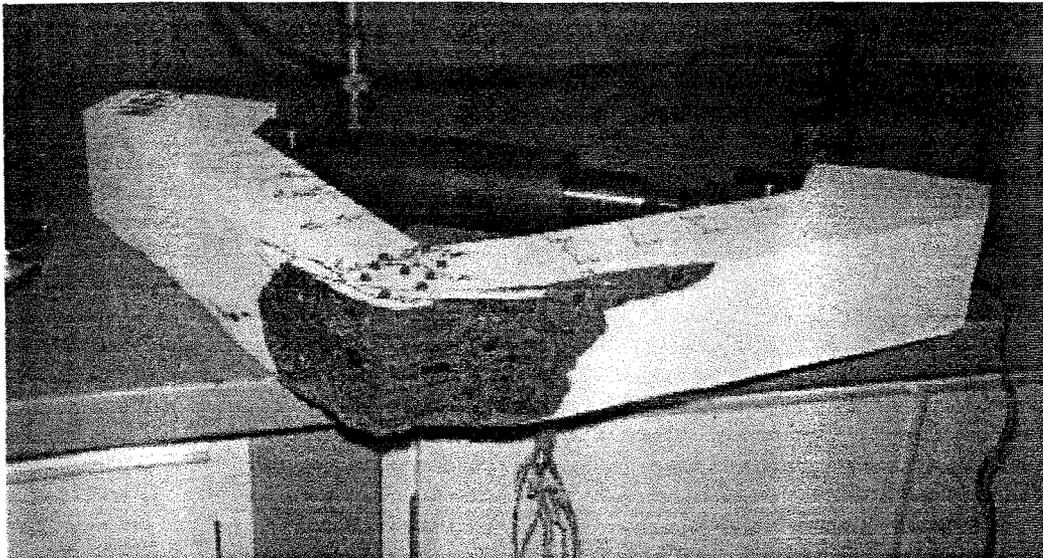


figura 4.30: Vistas laterais do nó NA-3

A seguir encontram-se os diagramas das tensões nas armaduras e das deformações nas faces do concreto, para as cargas aplicadas em cada etapa, para todos os modelos ensaiados.

Nó NF-1

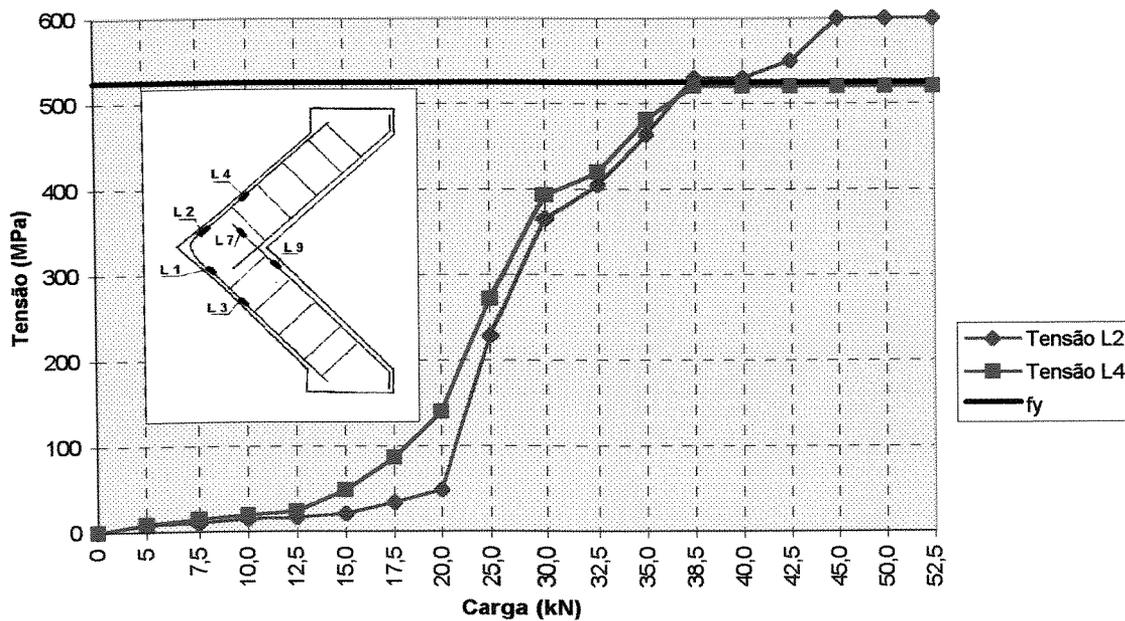


figura 4.31 - Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-1

Nó NF-1

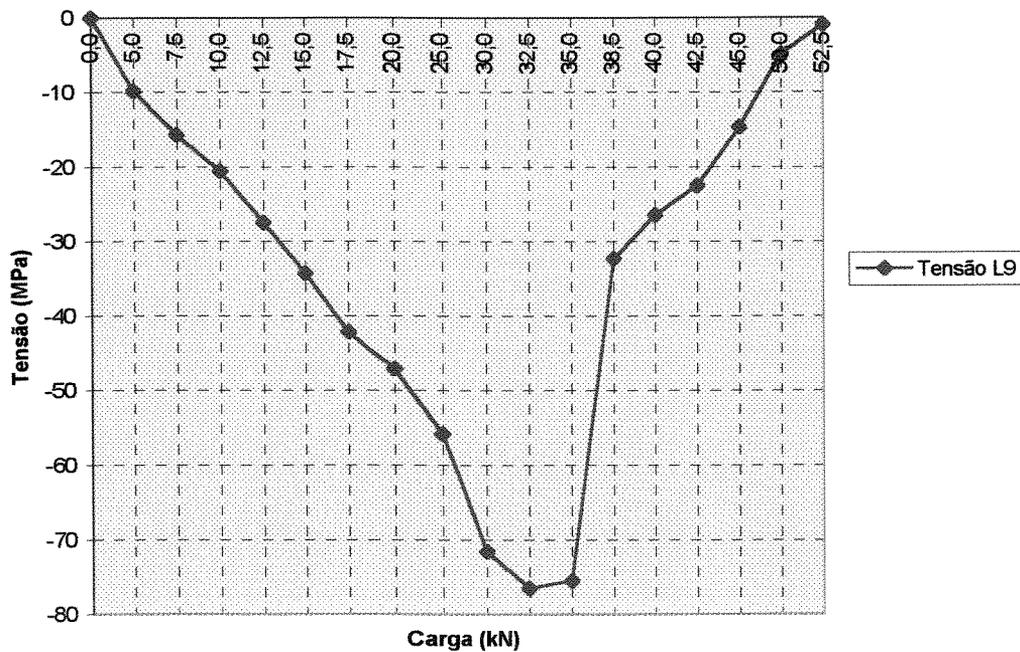


figura 4.32 - Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-1

Nó NF-1

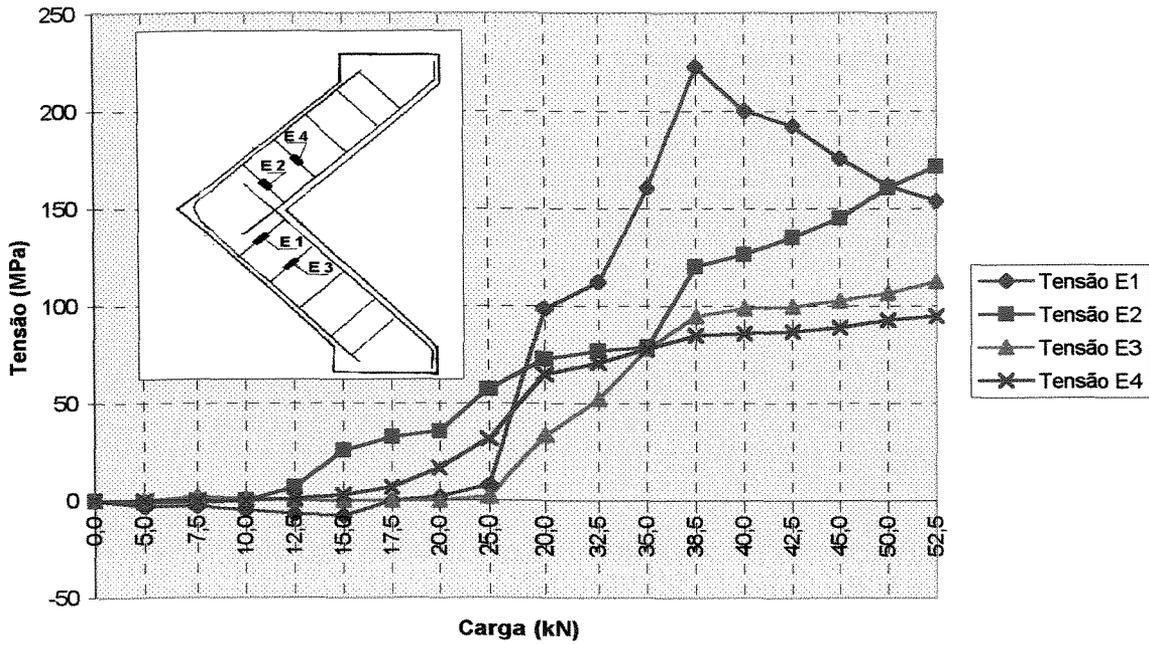


figura 4.33 - Tensões nos estribos - Nó NF-1

Nó NF-1B

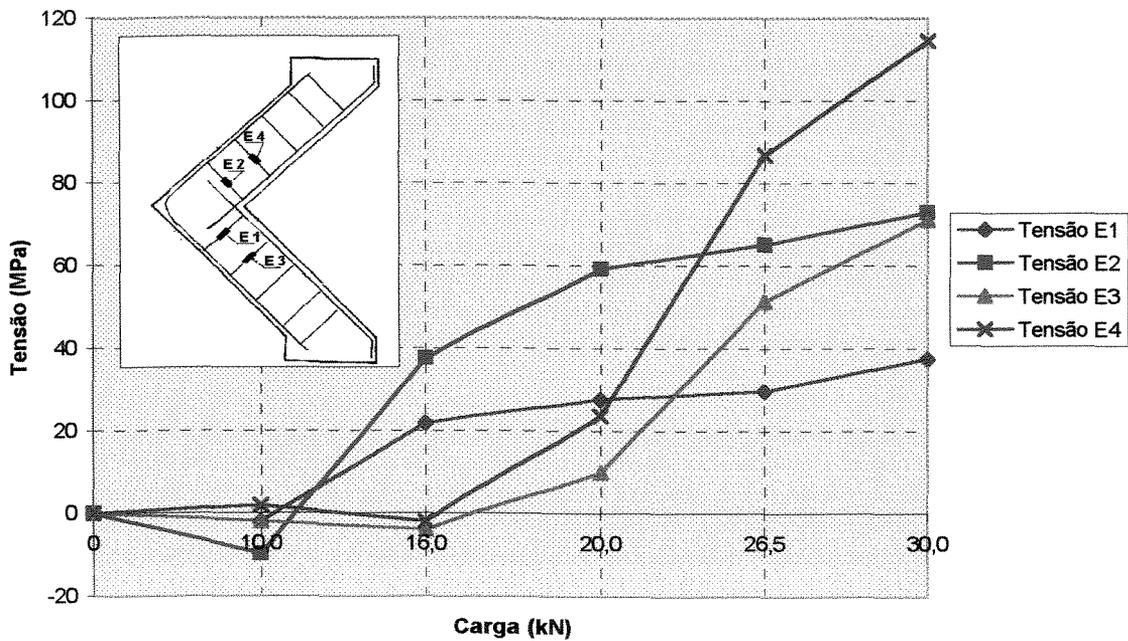


figura 4.34 - Tensões nos estribos - Nó NF-1B

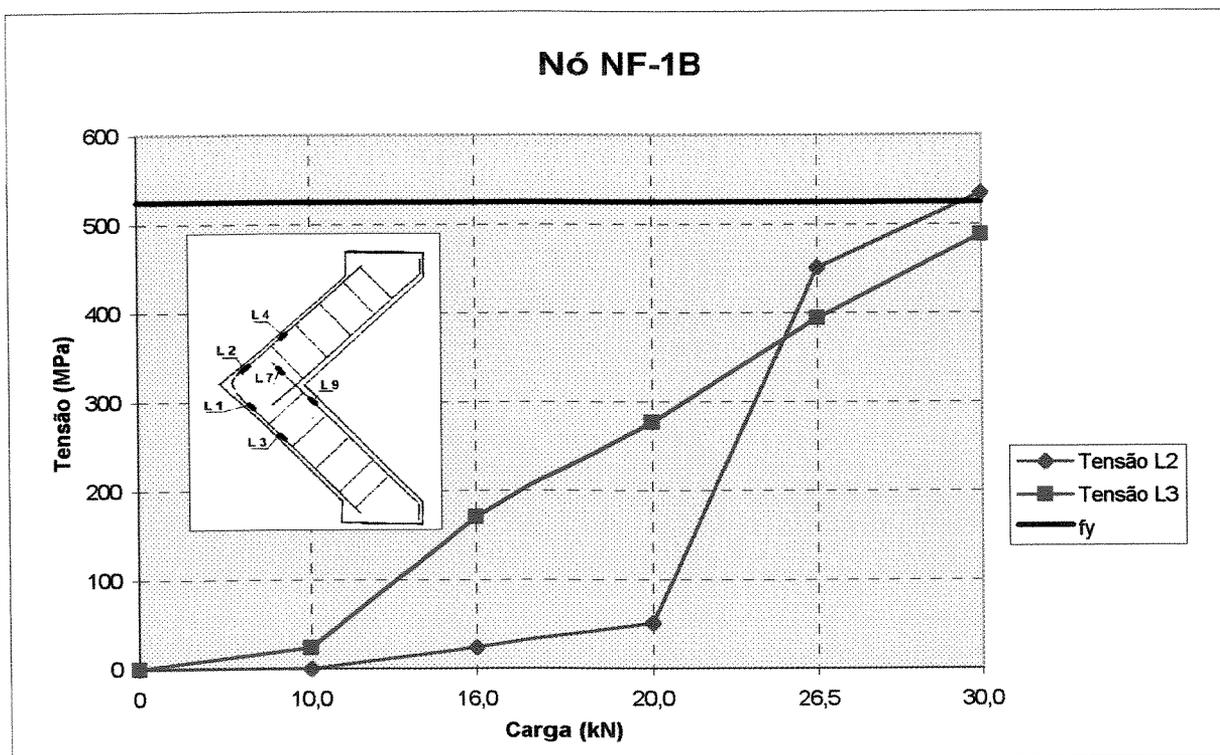


figura 4.35 - Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-1B

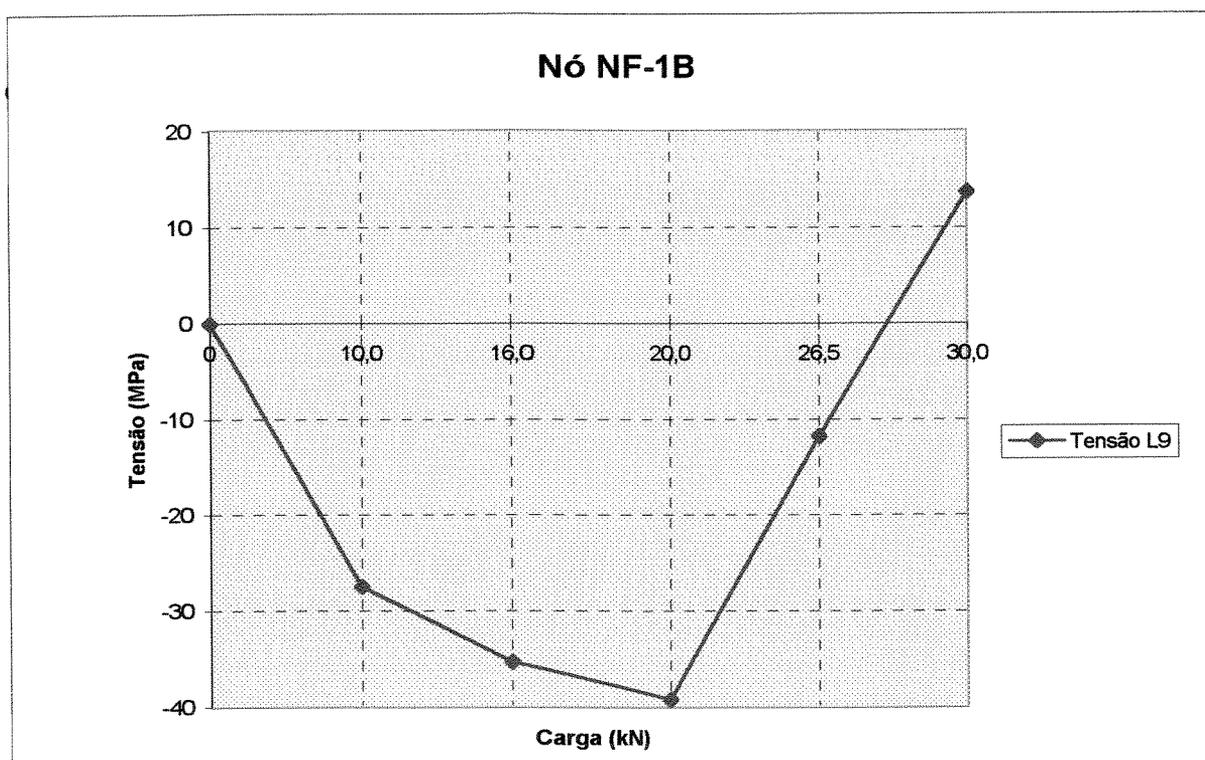


figura 4.36 - Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-1B

Nó NF-2

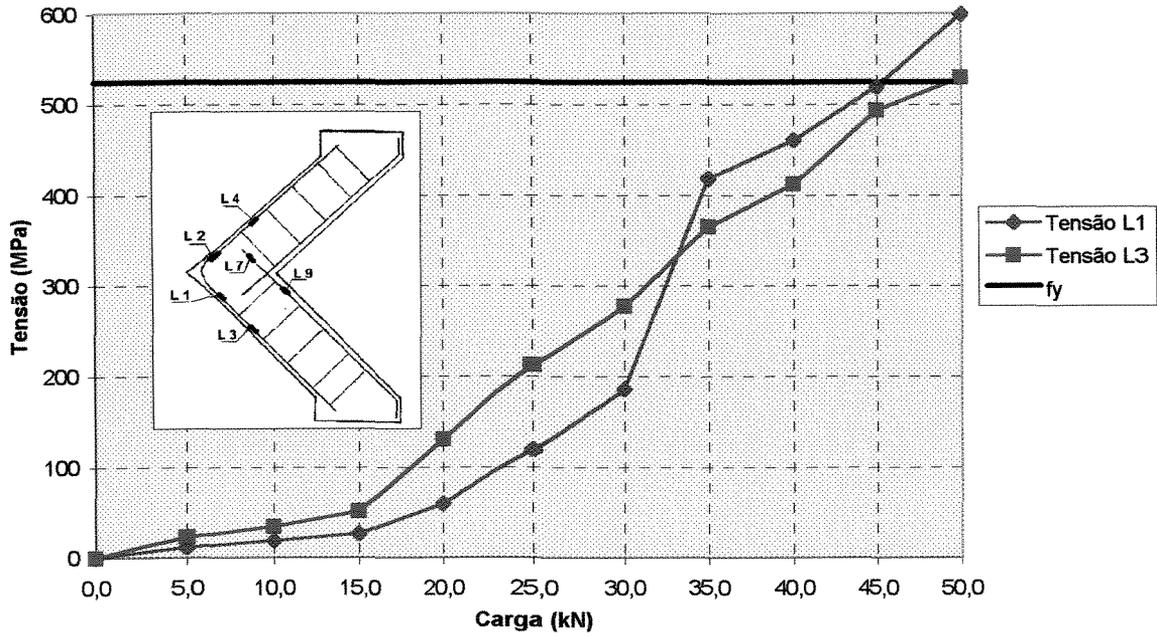


figura 4.37 - Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-2

Nó NF-2

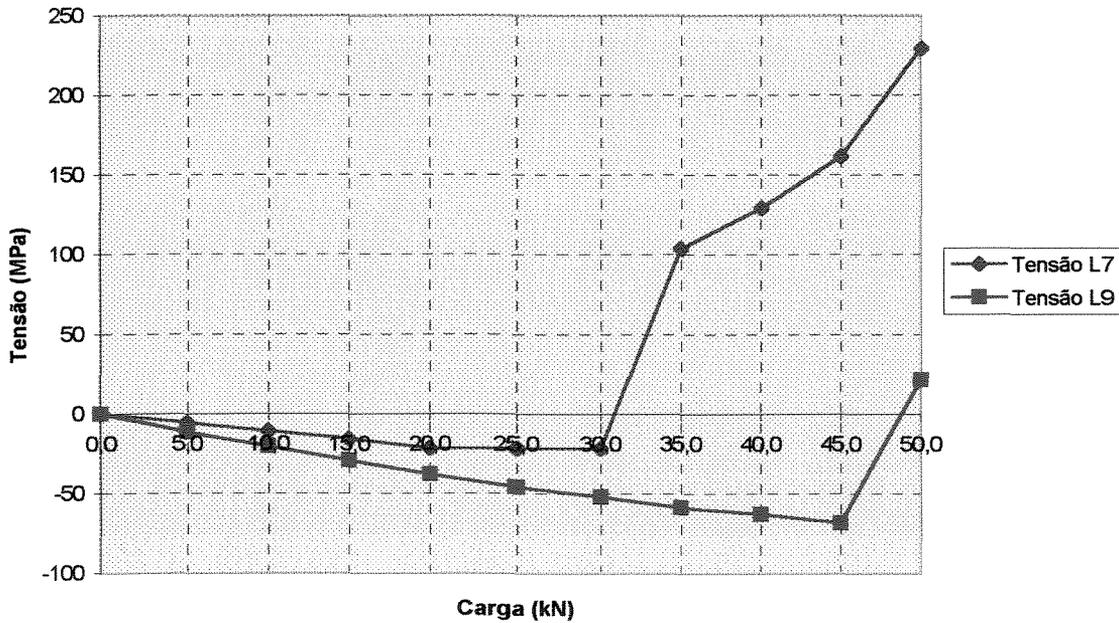


figura 4.38 - Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-2

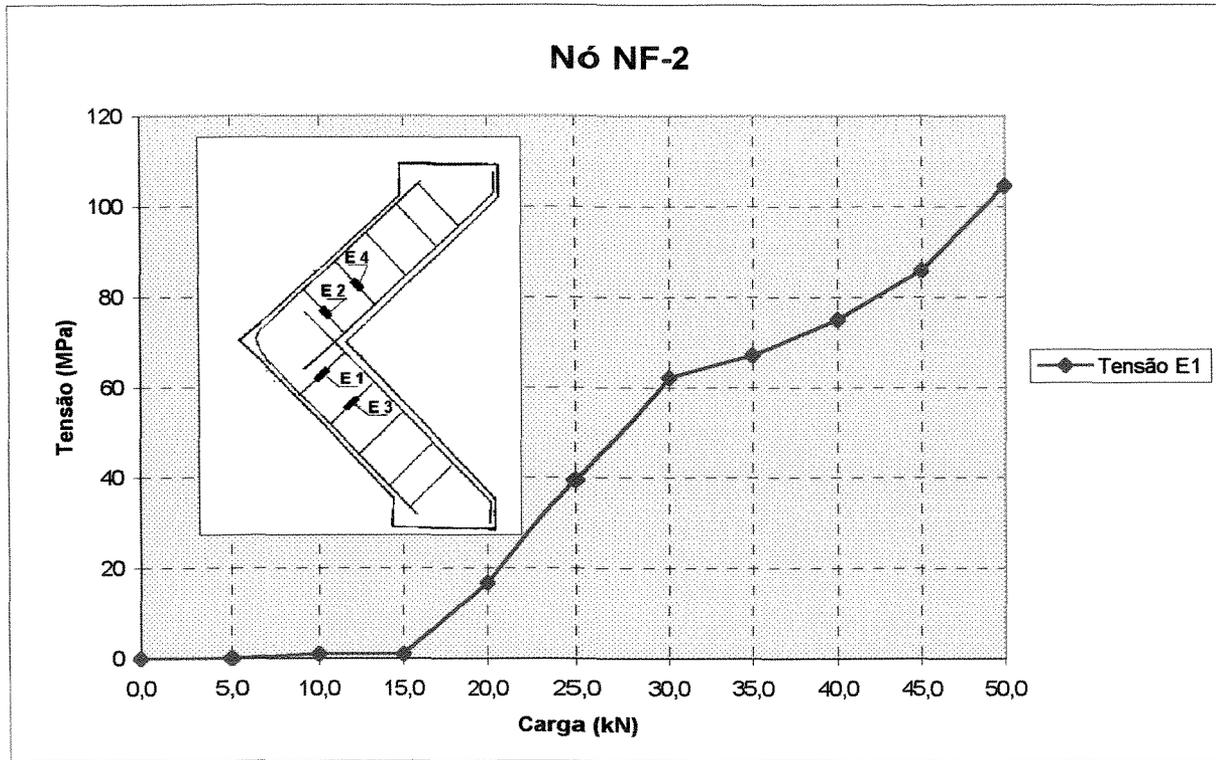


figura 4.39 - Tensão no estribo - Nó NF-2

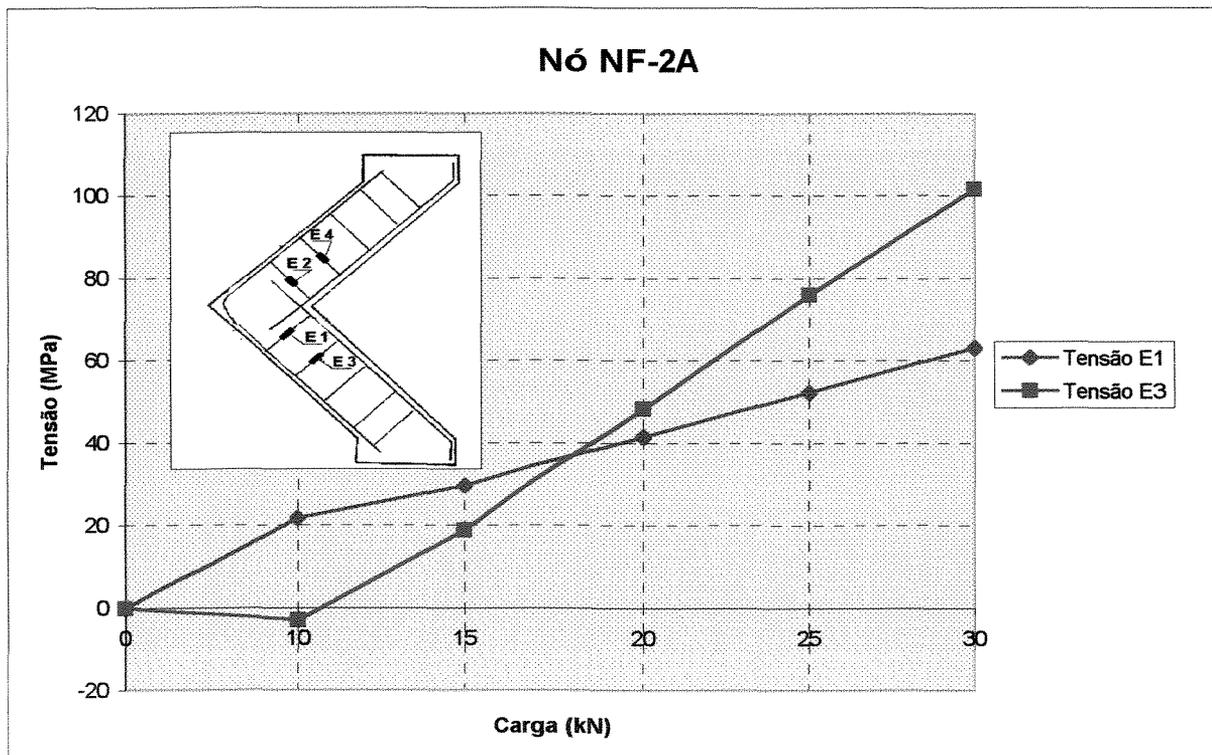


figura 4.40 - Tensões nos estribos - Nó NF-2A

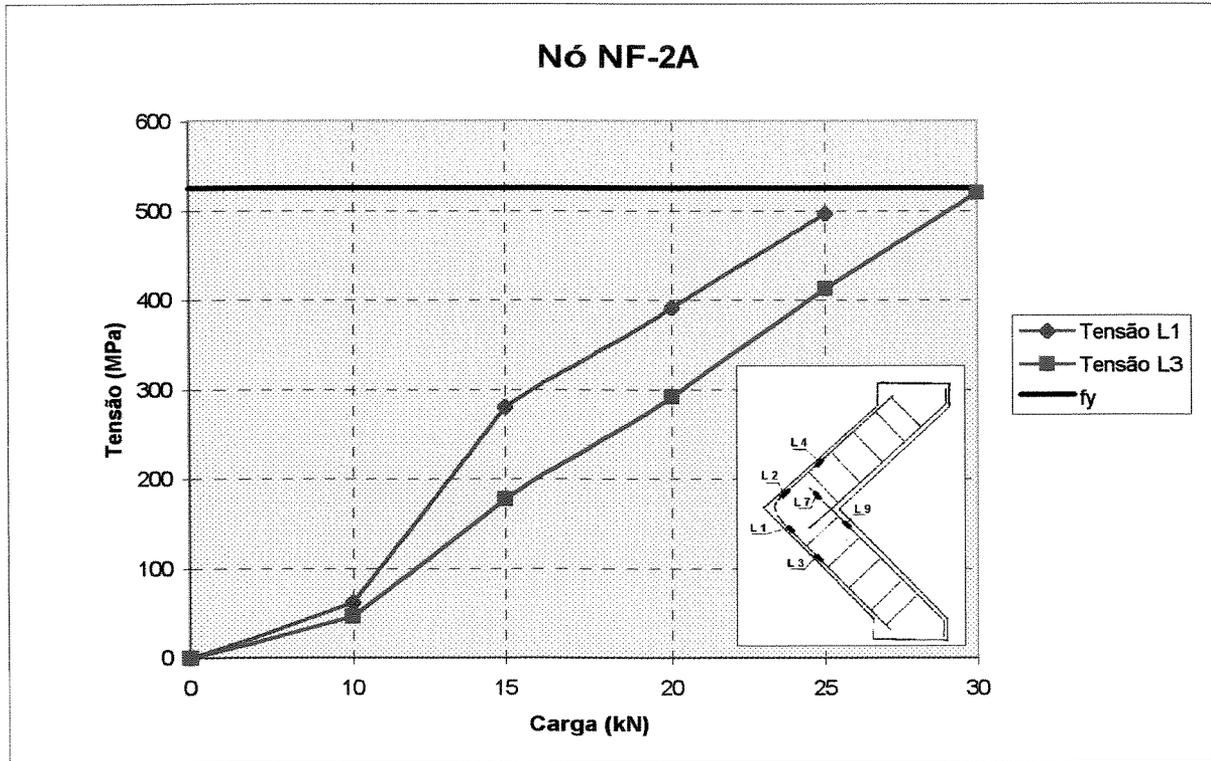


figura 4.41 - Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-2A

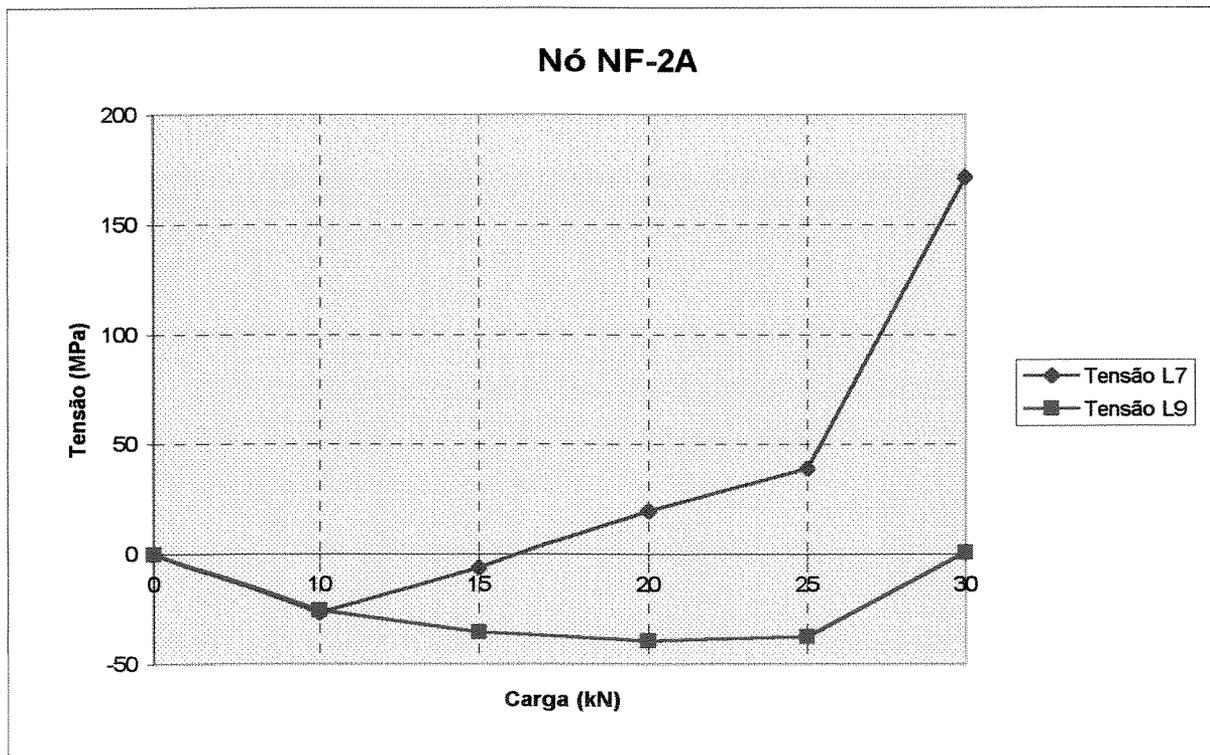


figura 4.42 - Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-2A

Nó NF-2B

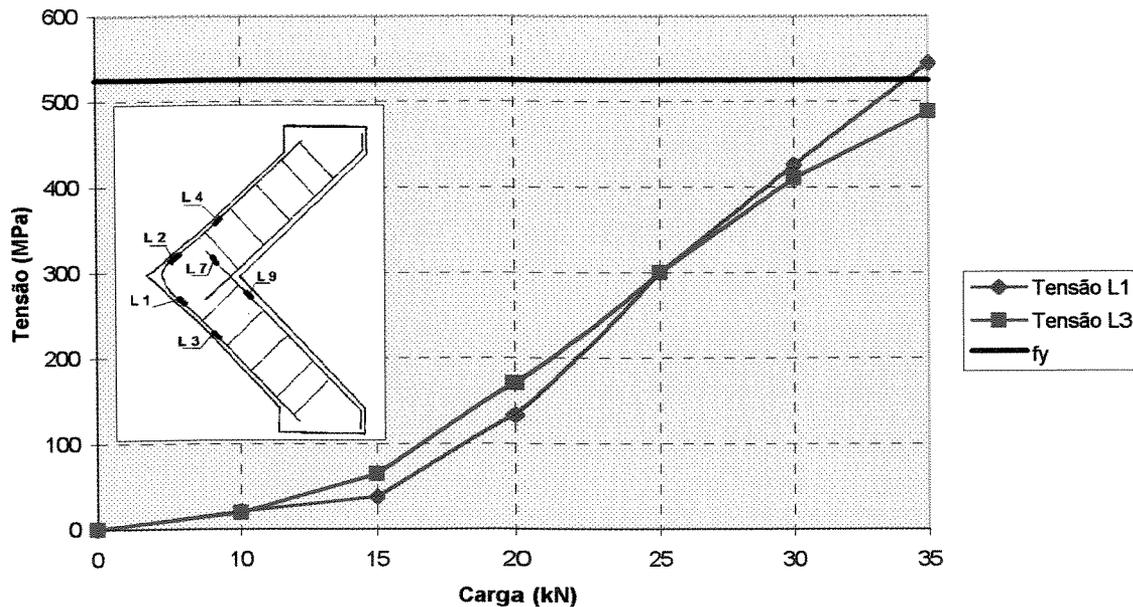


figura 4.43 - Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-2B

Nó NF-2B

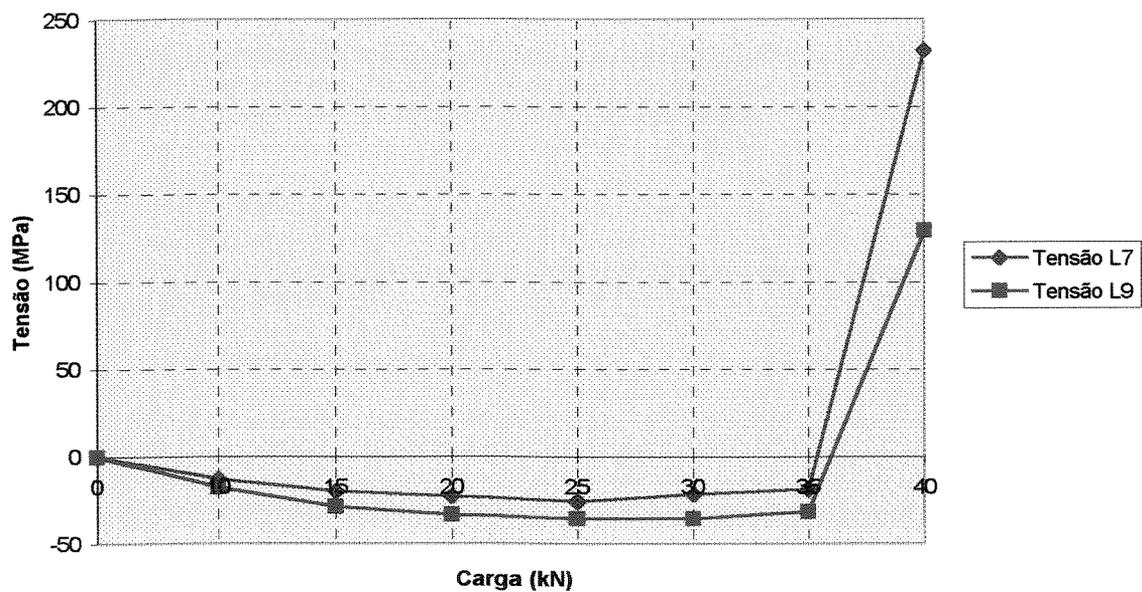


figura 4.44 - Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-2B

Nó NF-2B

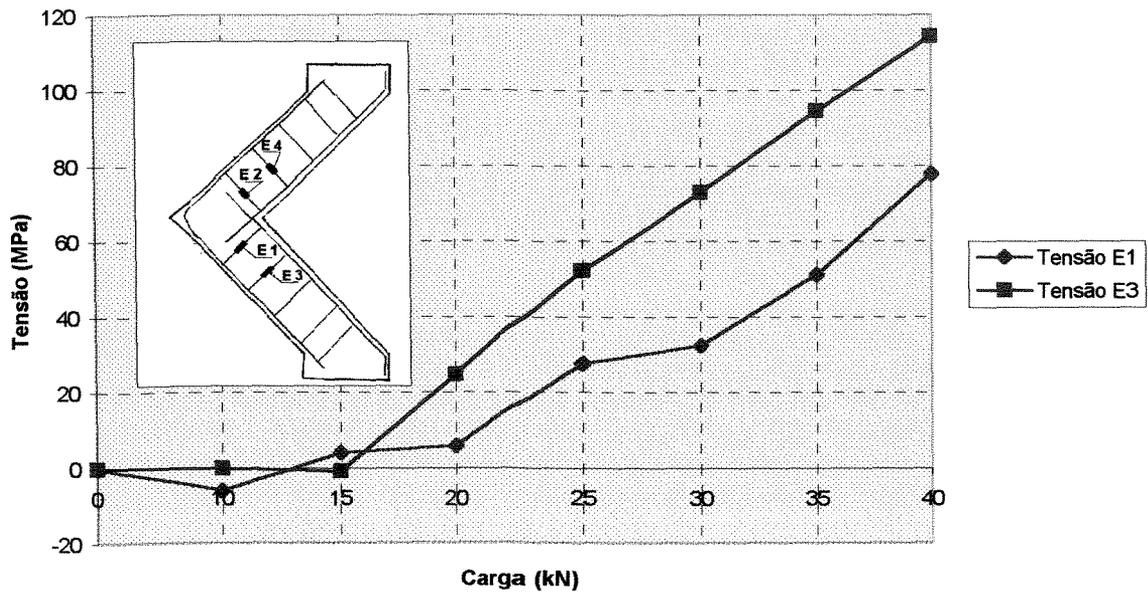


figura 4.45 - Tensões nos estribos - Nó NF-2B

Nó NF-3

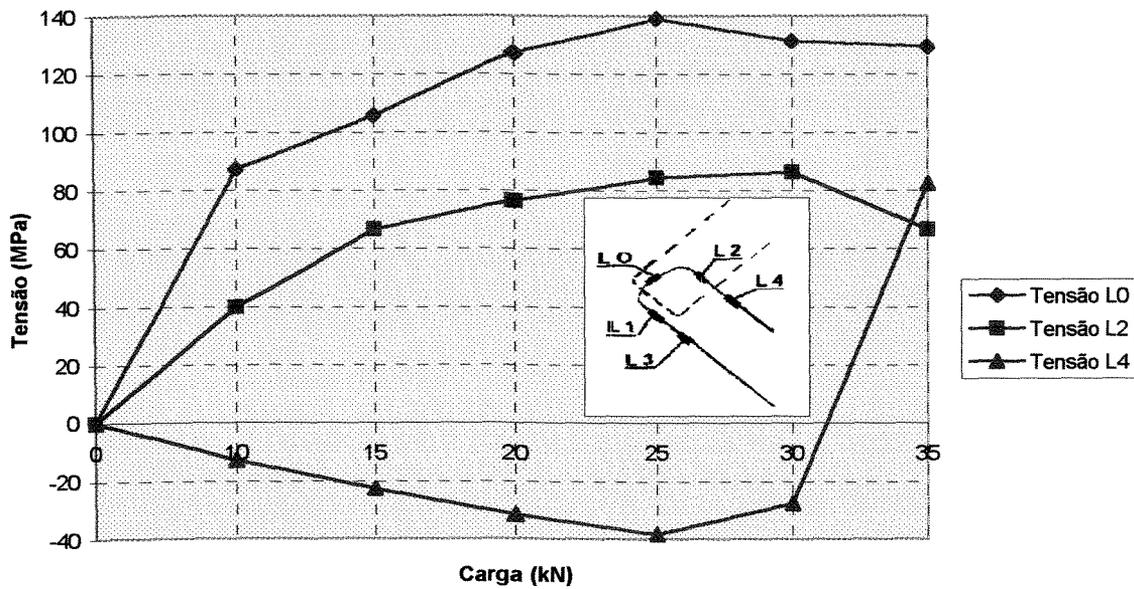


figura 4.46 - Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-3

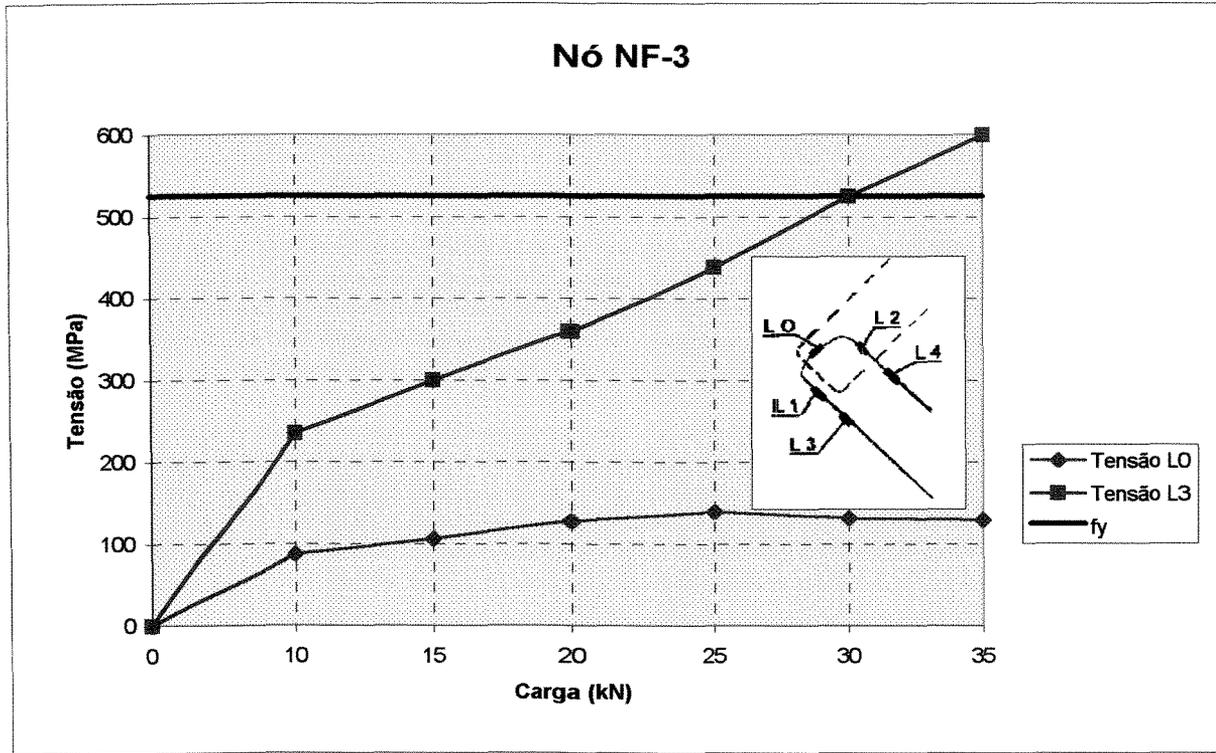


figura 4.47 - Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-3

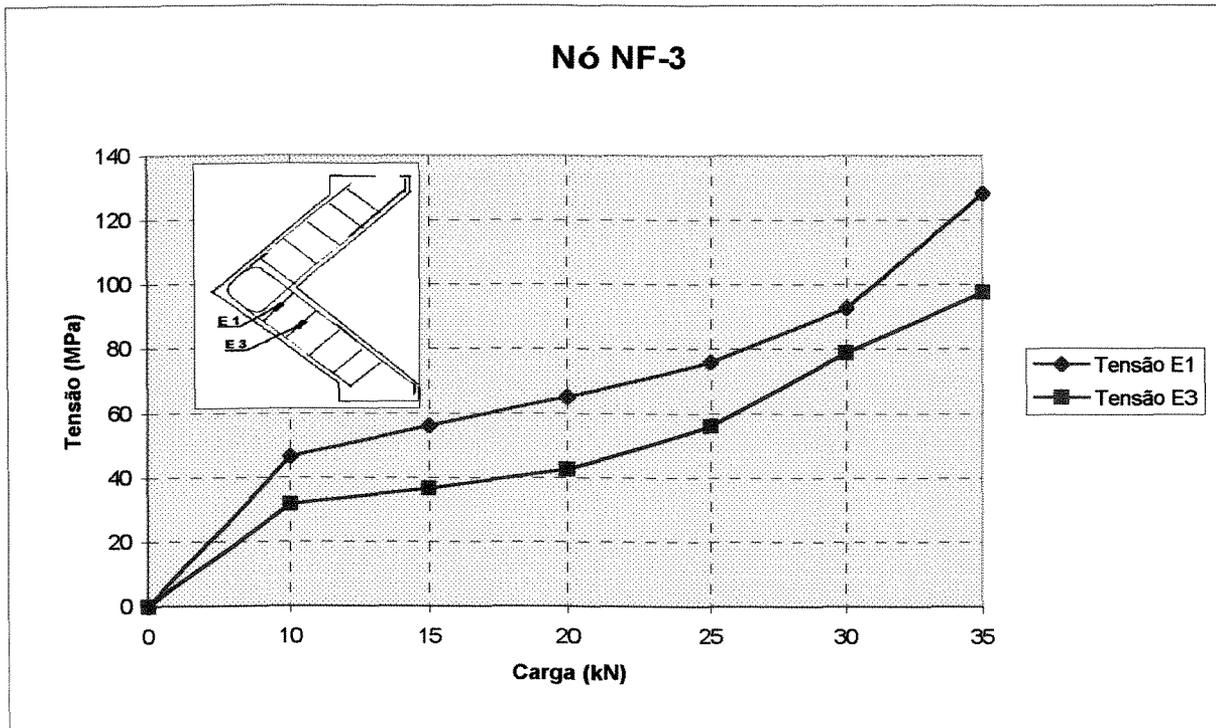


figura 4.48 - Tensões nos estribos - Nó NF-3

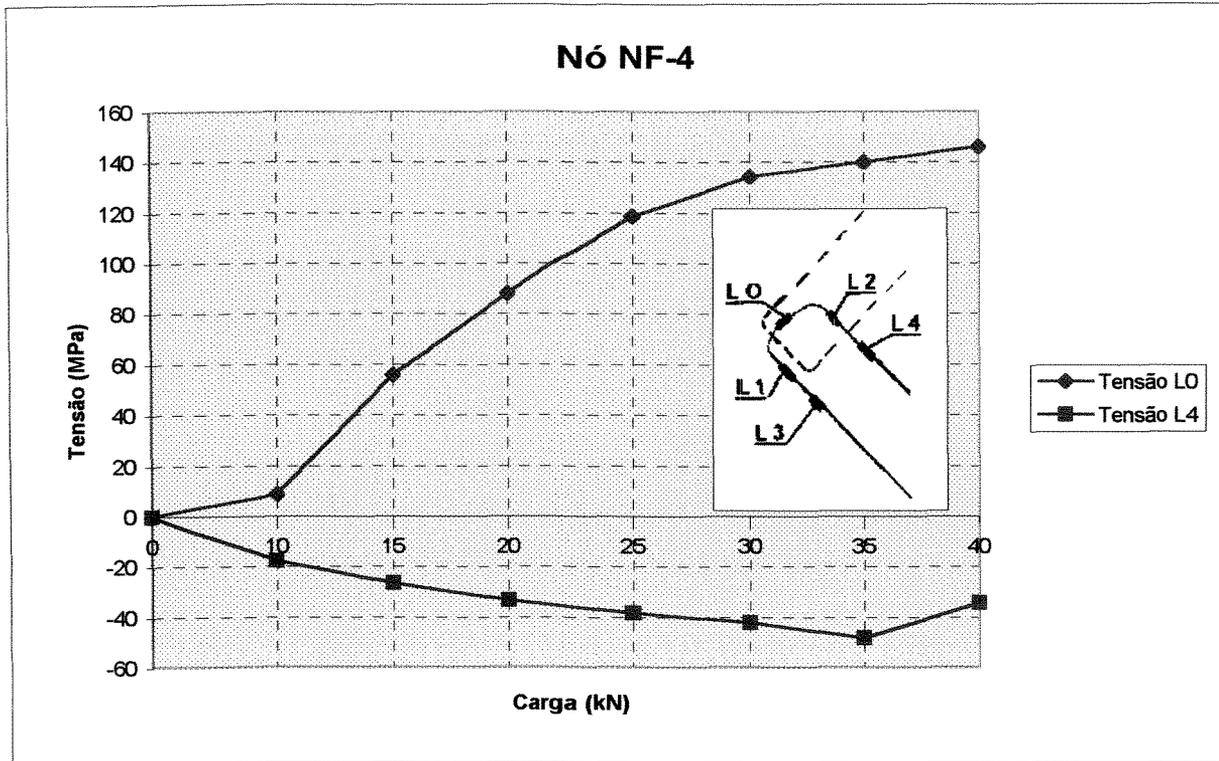


figura 4.49 - Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-4

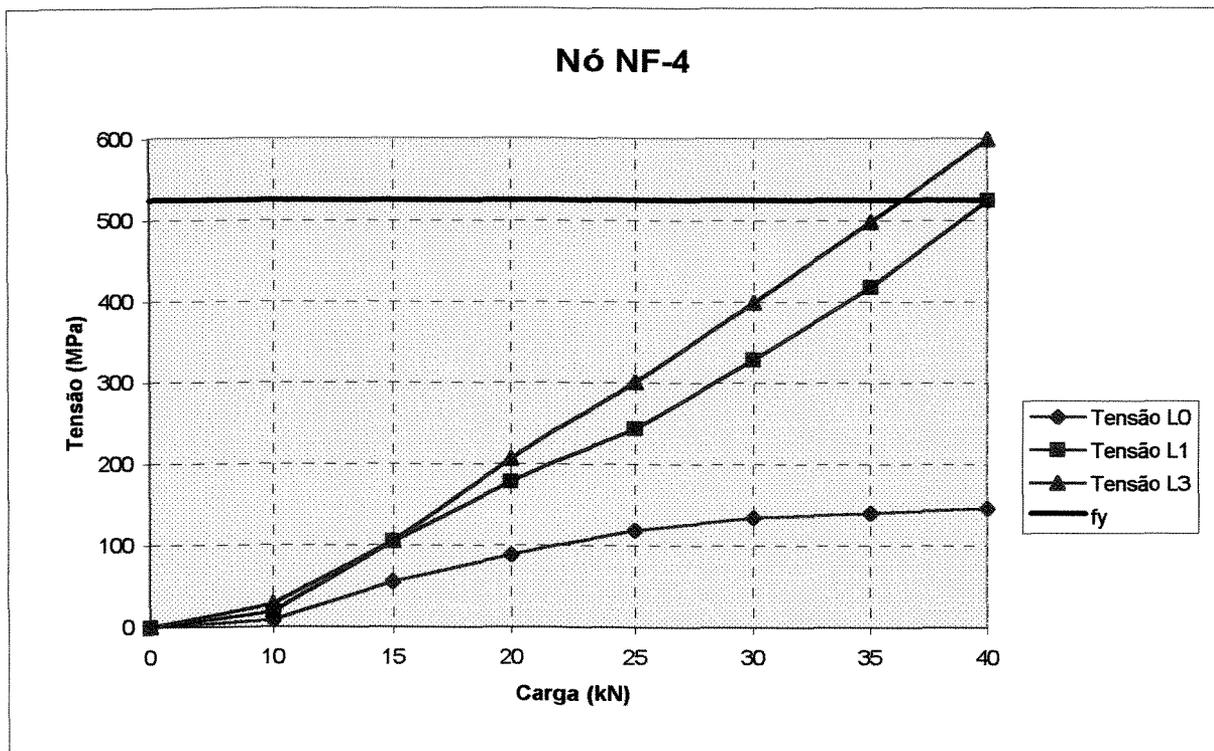


figura 4.50 - Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-4

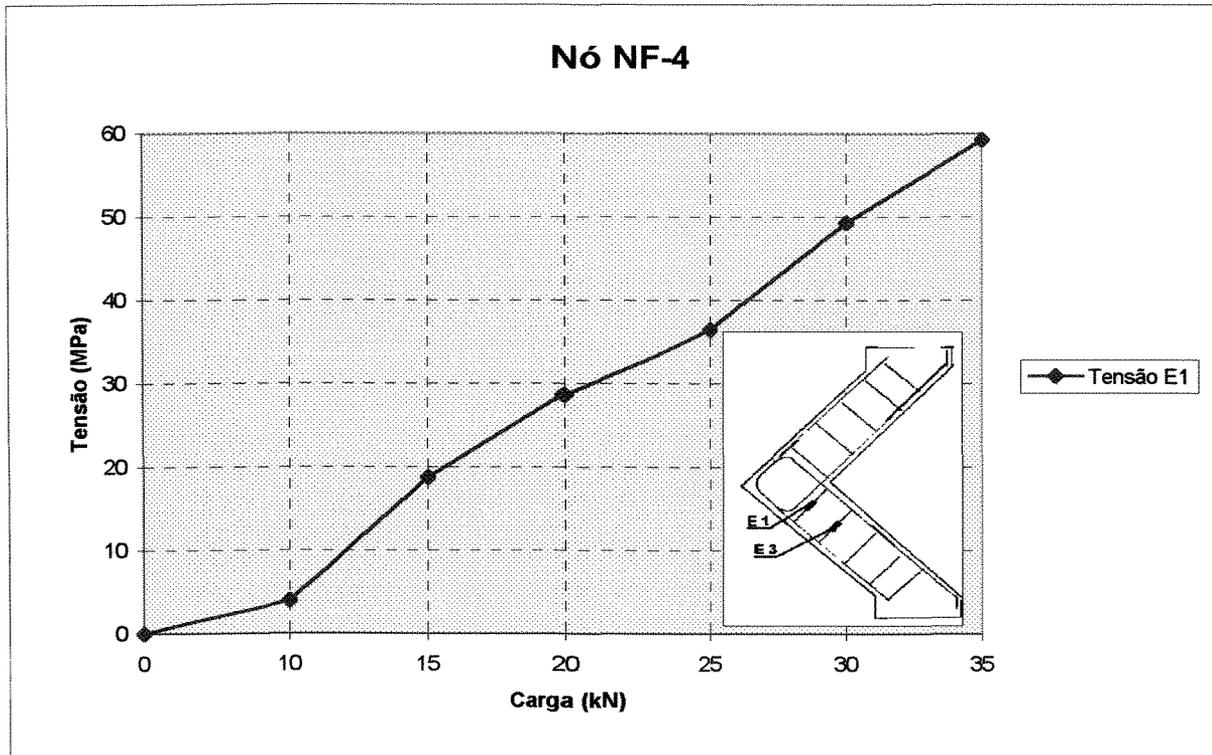


figura 4.51 - Tensão no estribo - Nó NF-4

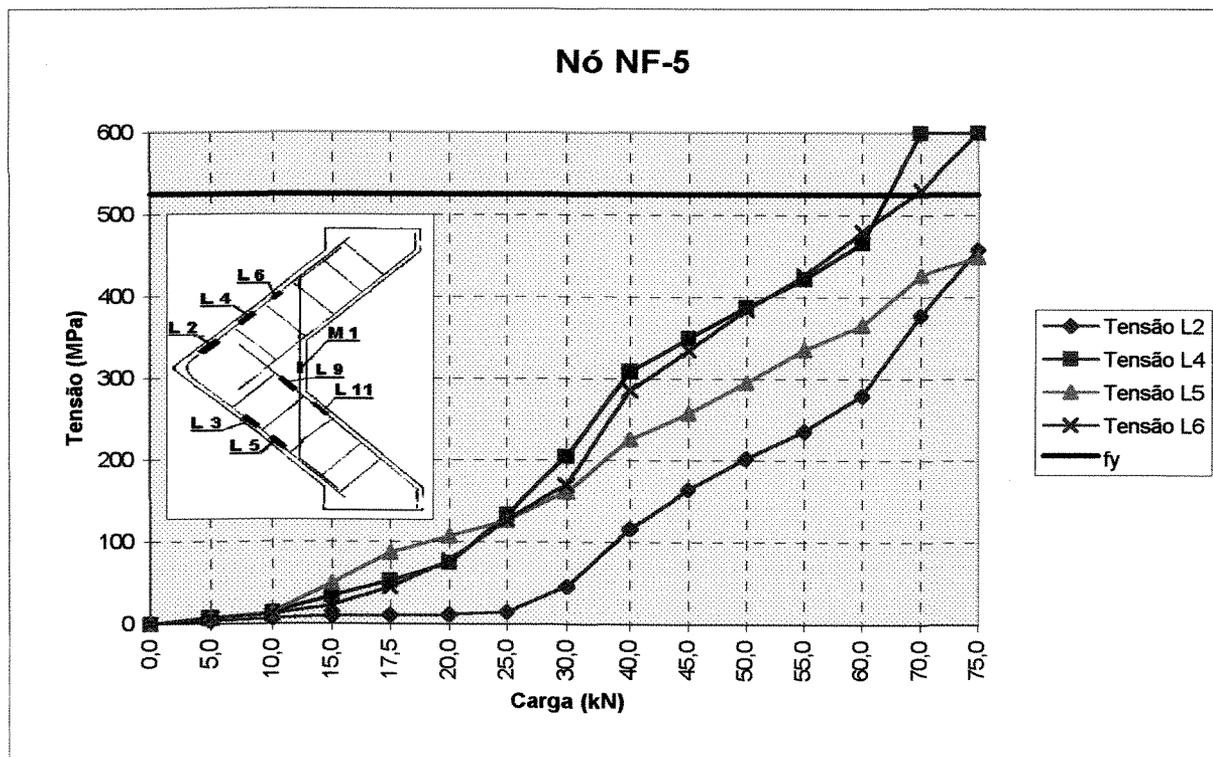


figura 4.52 - Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-5

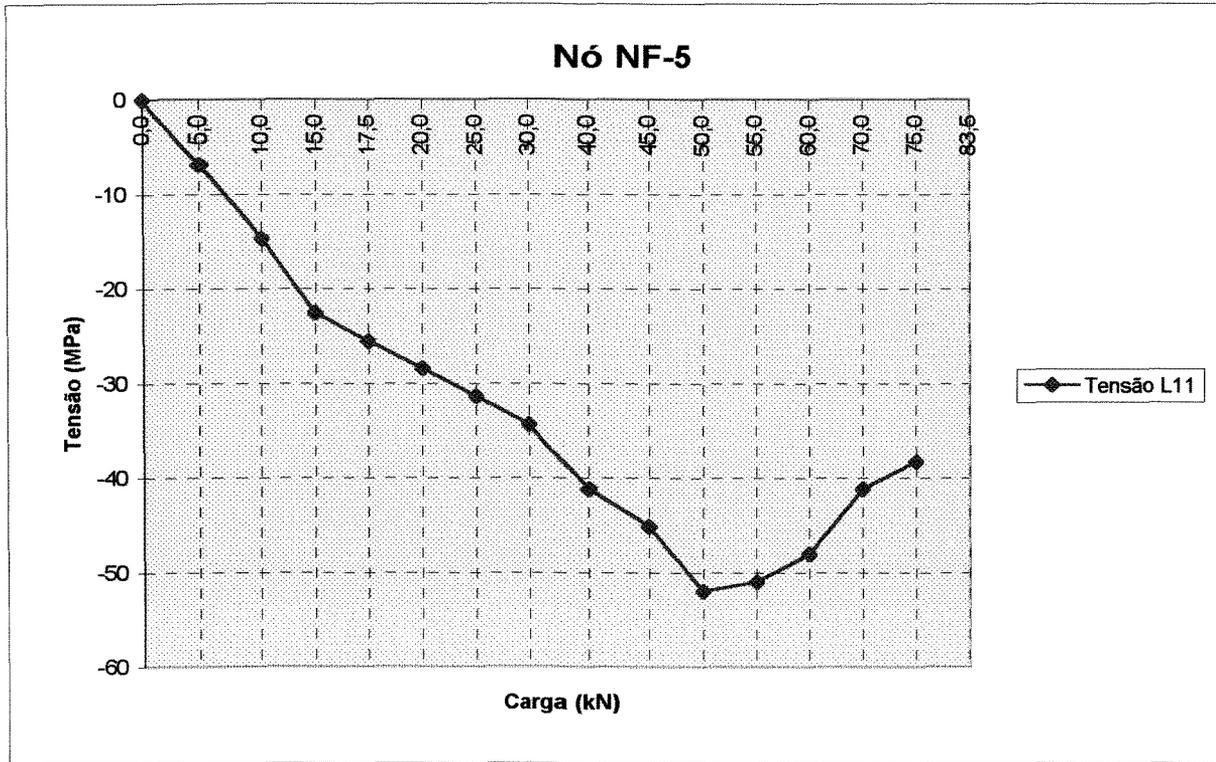


figura 4.53 - Tensão no estribo - Nó NF-5

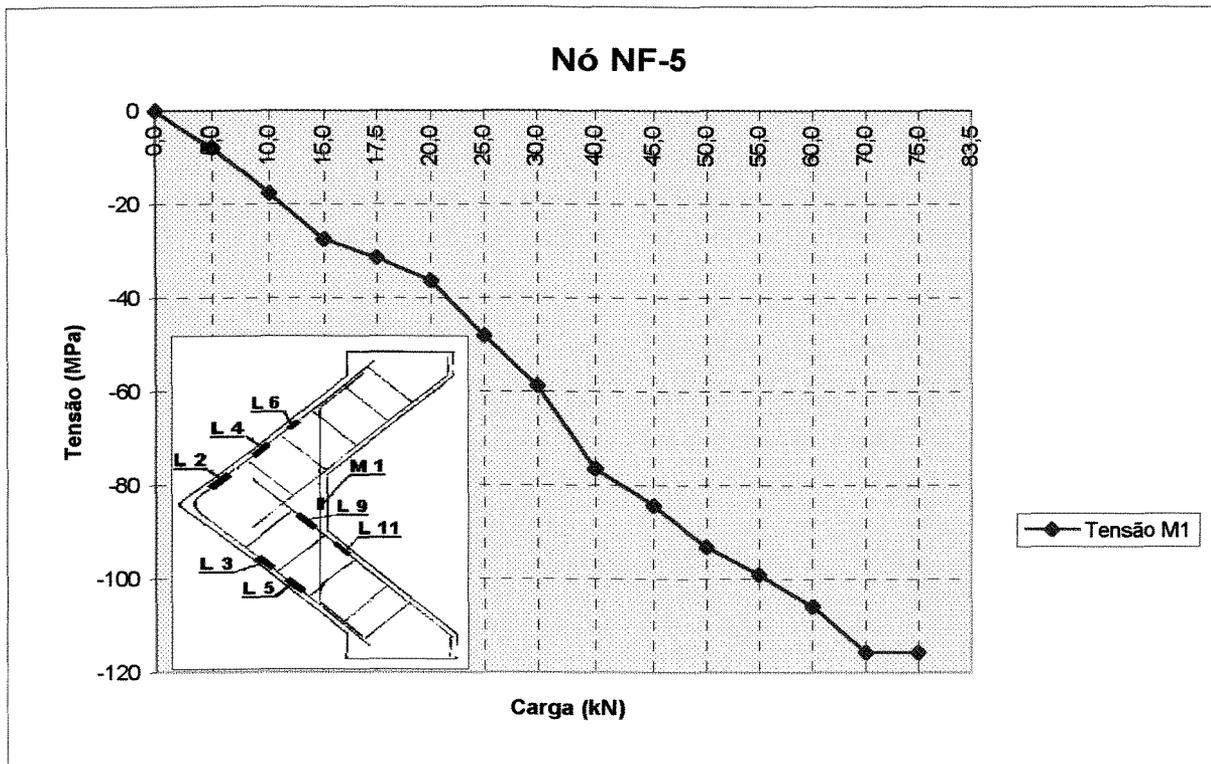


figura 4.54 - Tensão na armadura da mísula - Nó NF-5

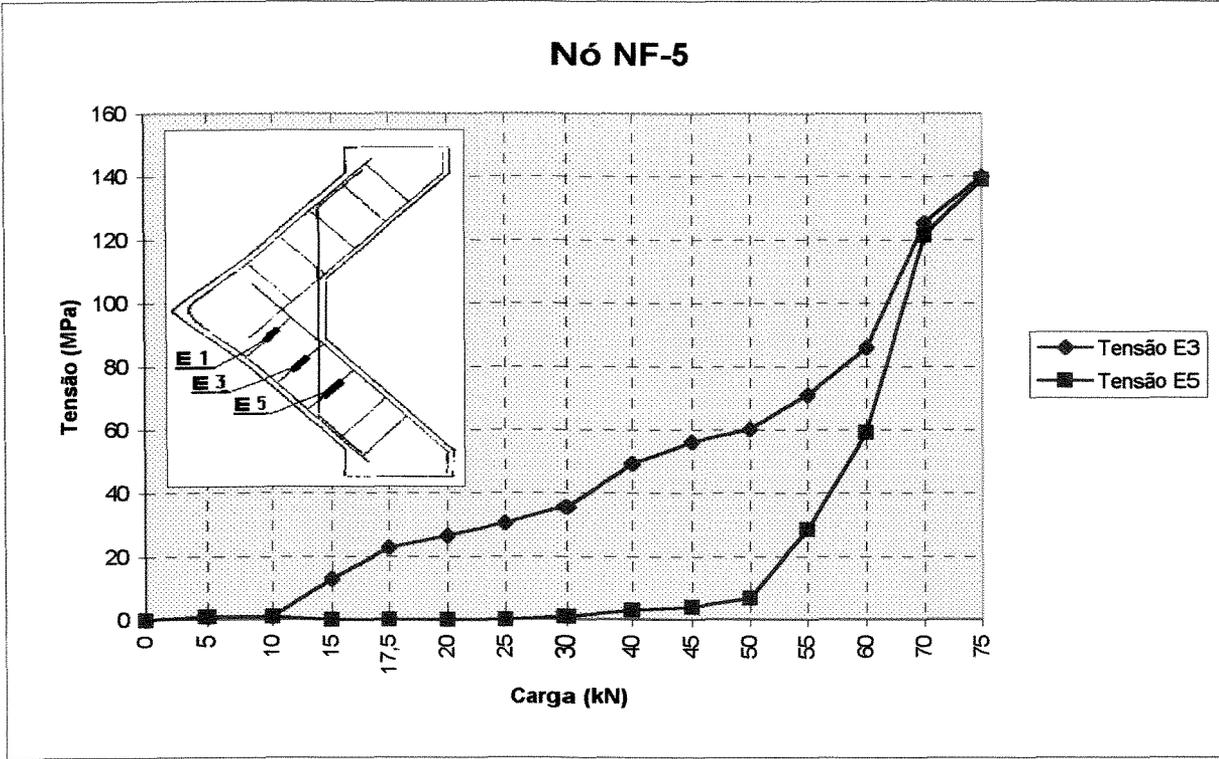


figura 4.55 - Tensões nos estribos - Nó NF-5

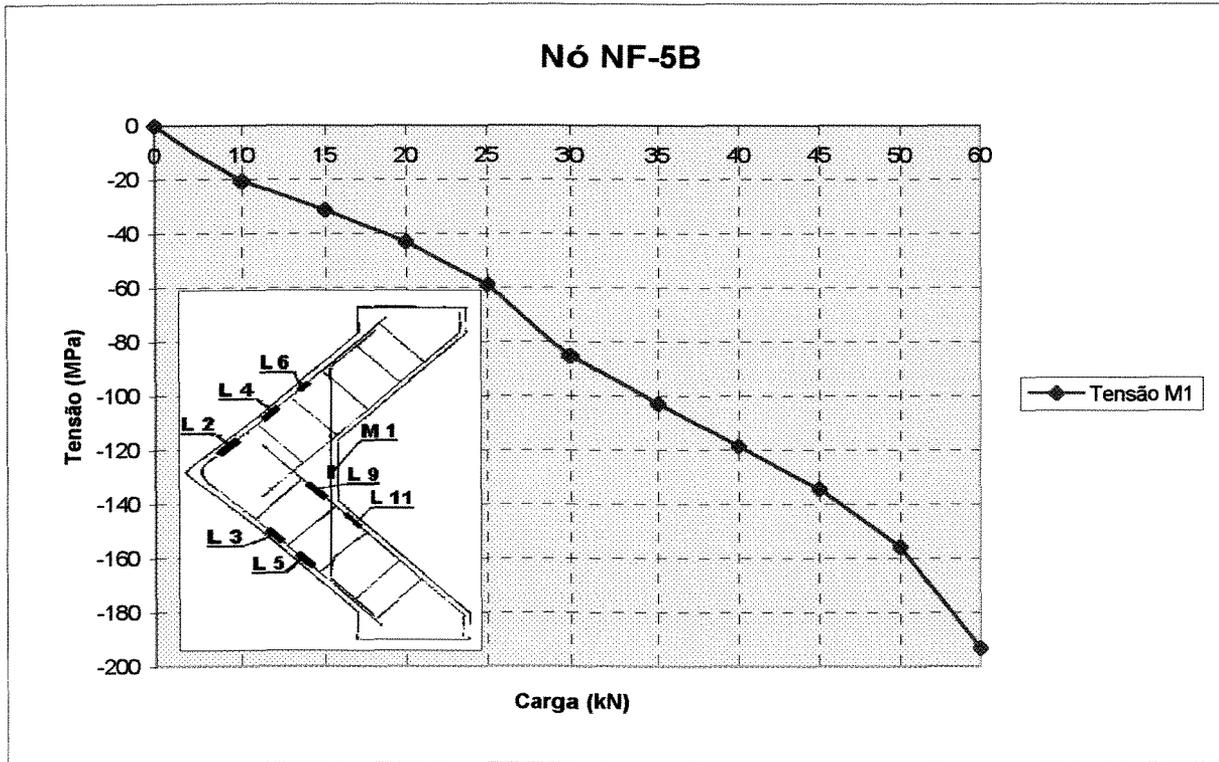


figura 4.56 - Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-5B

Nó NF-5B

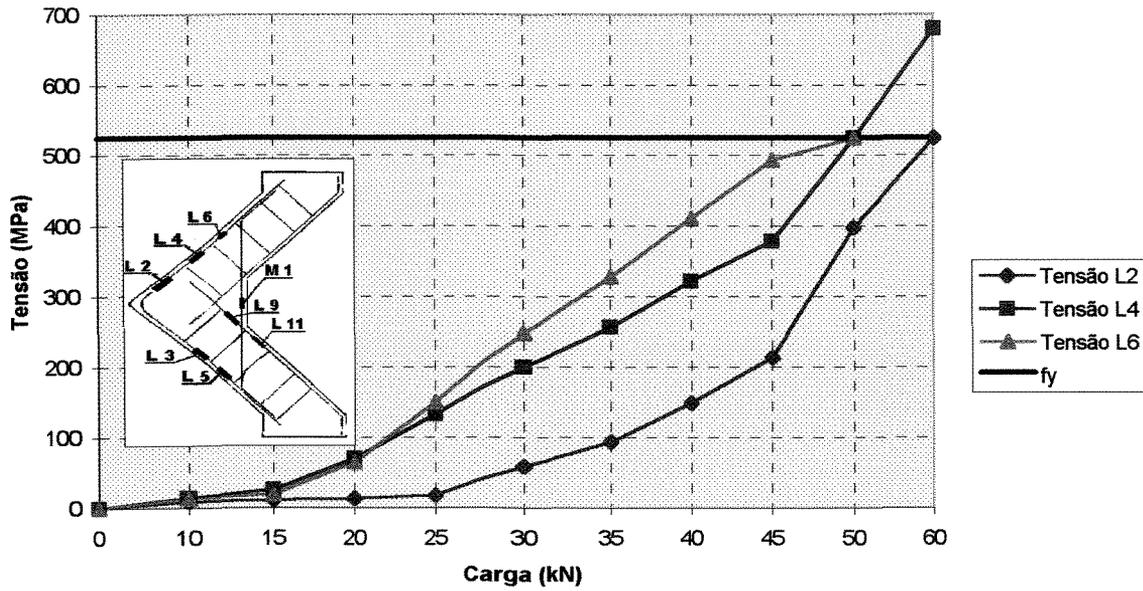


figura 4.57 - Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-5B

Nó NF-5B

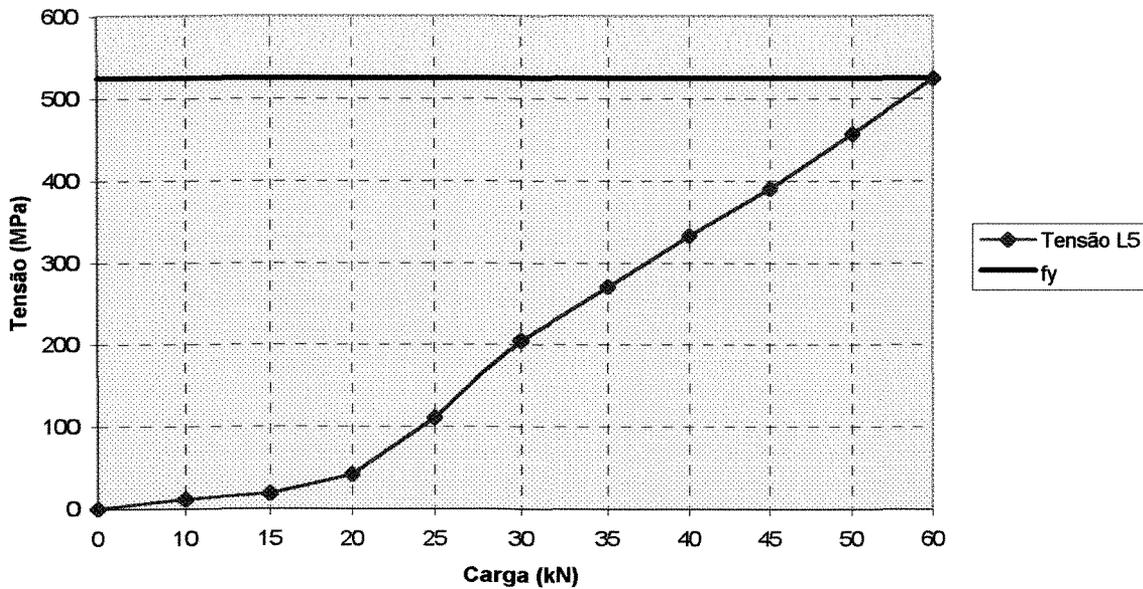


figura 4.58 - Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-5B

Nó NF-5B

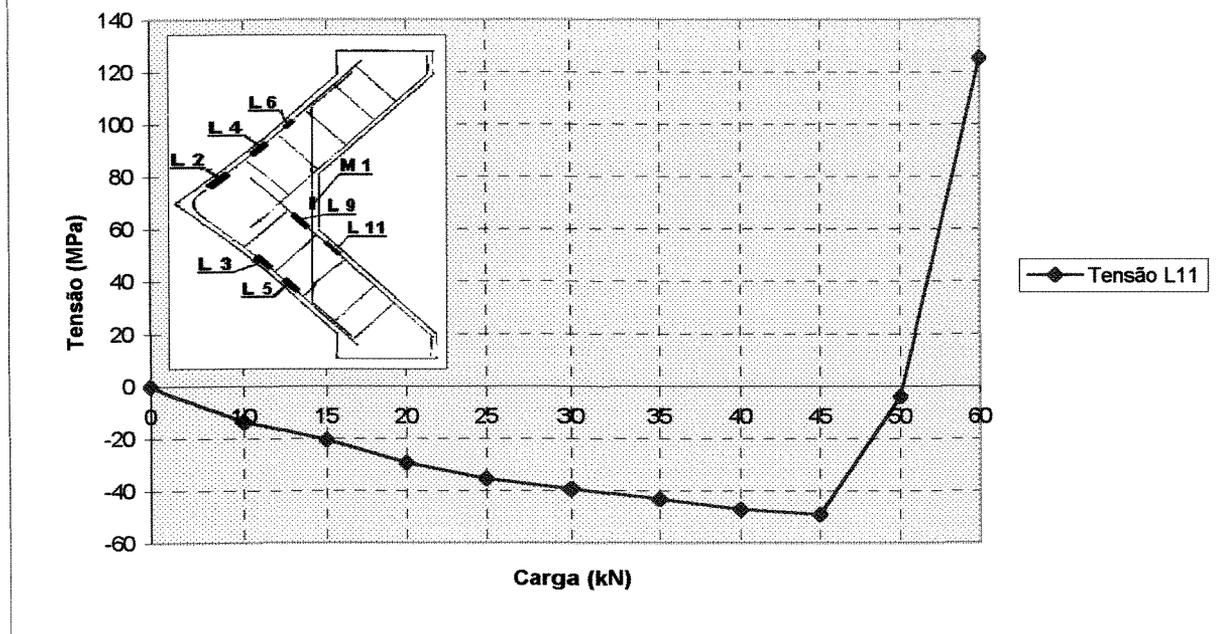


figura 4.59 - Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-5B

Nó NF-5B

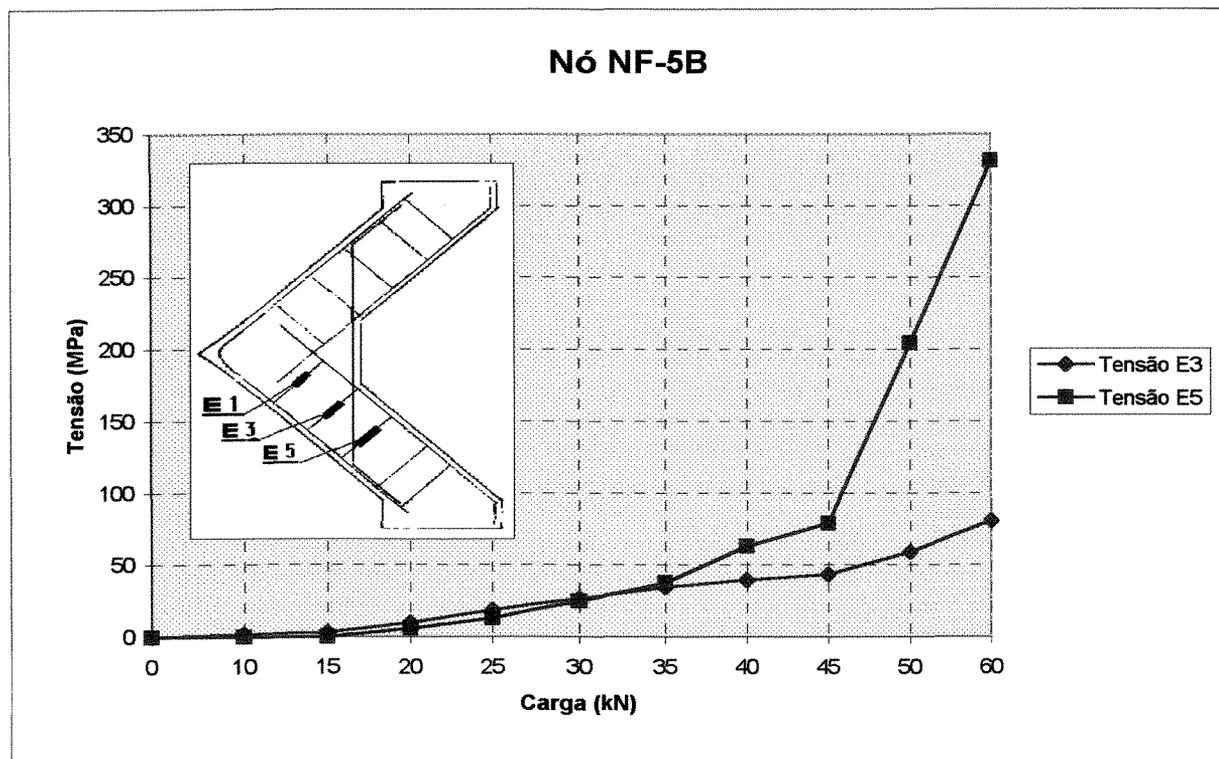


figura 4.60 - Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-5B

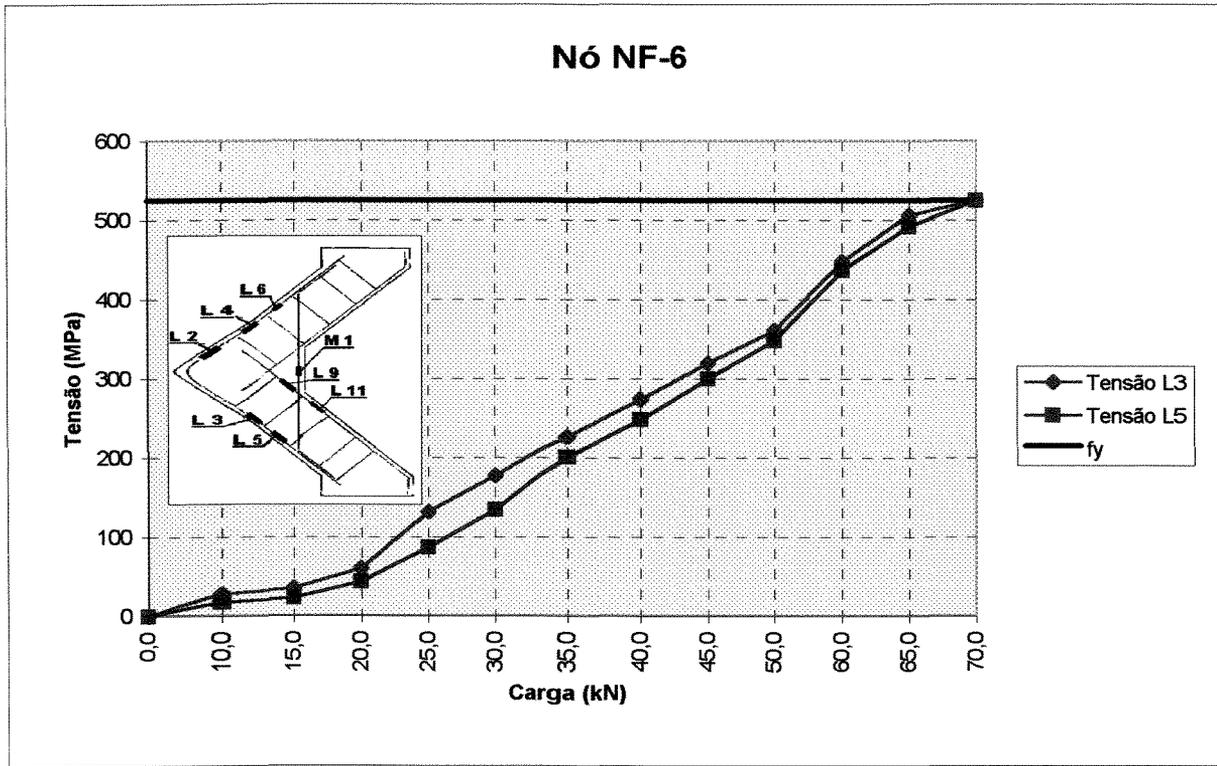


figura 4.61 - Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-6

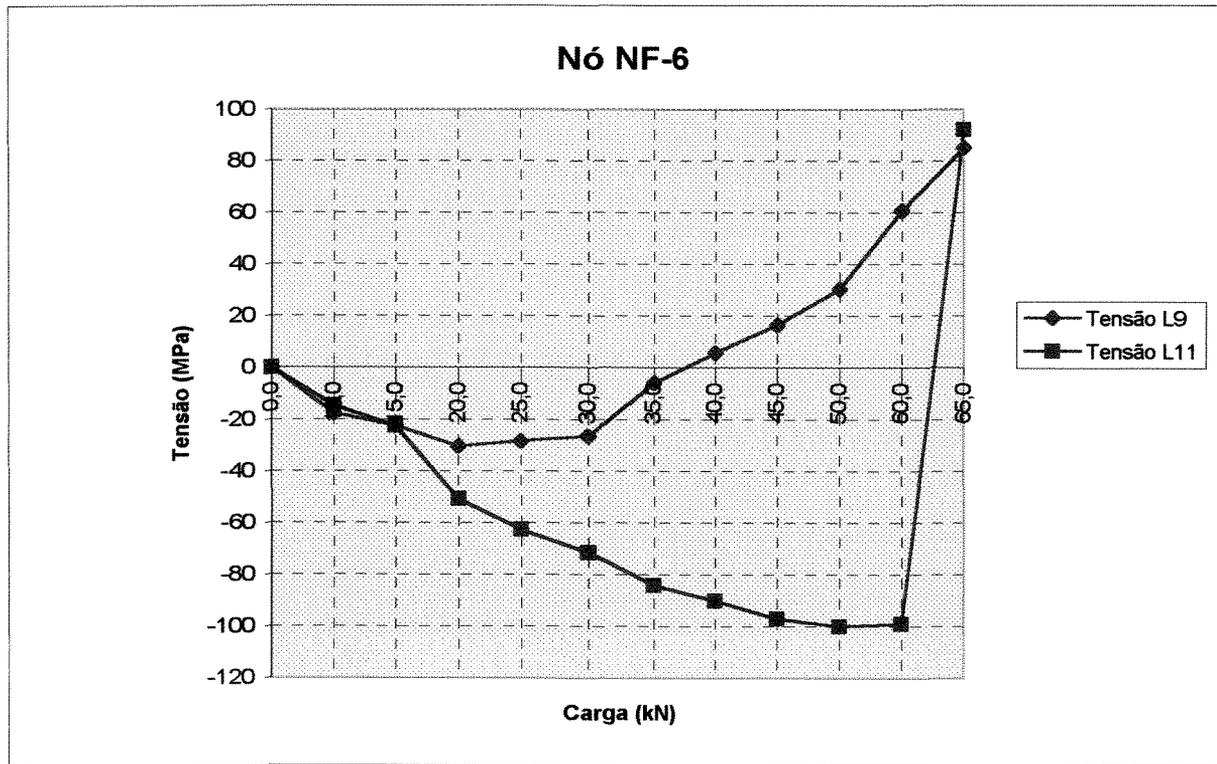


figura 4.62 - Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-6

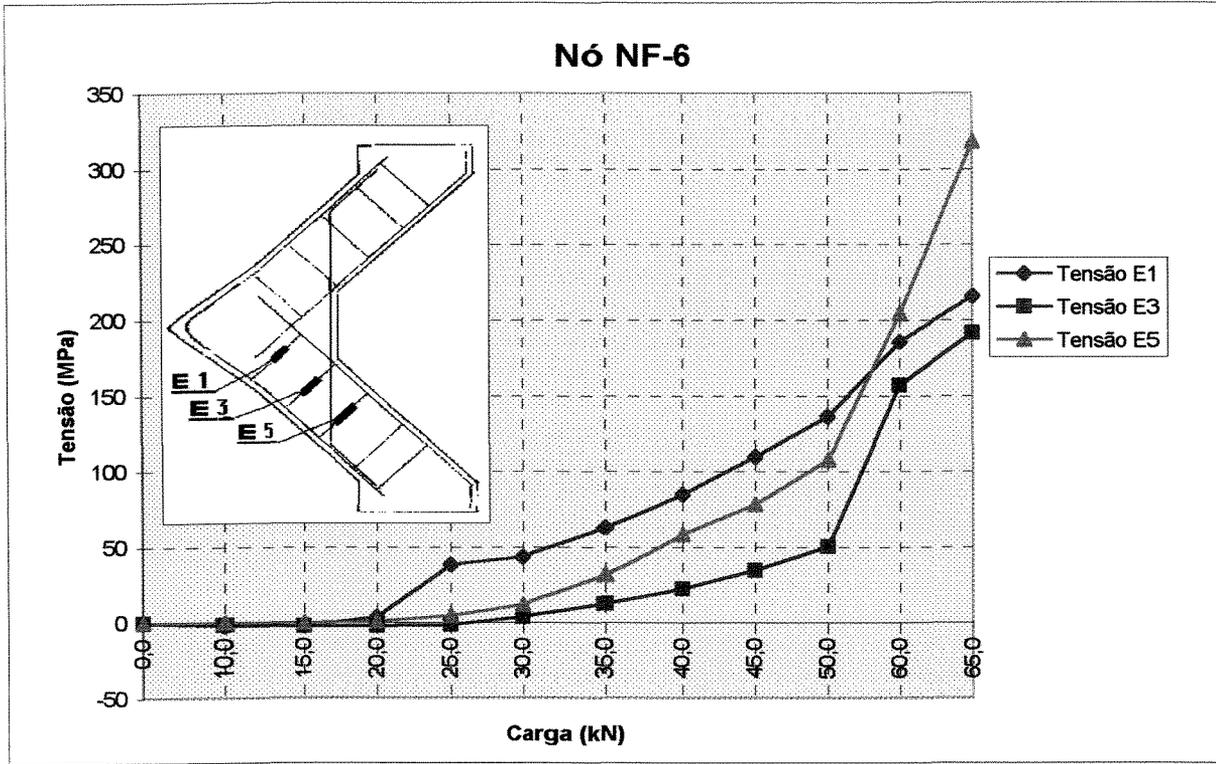


figura 4.63 - Tensões nos estribos - Nó NF-6

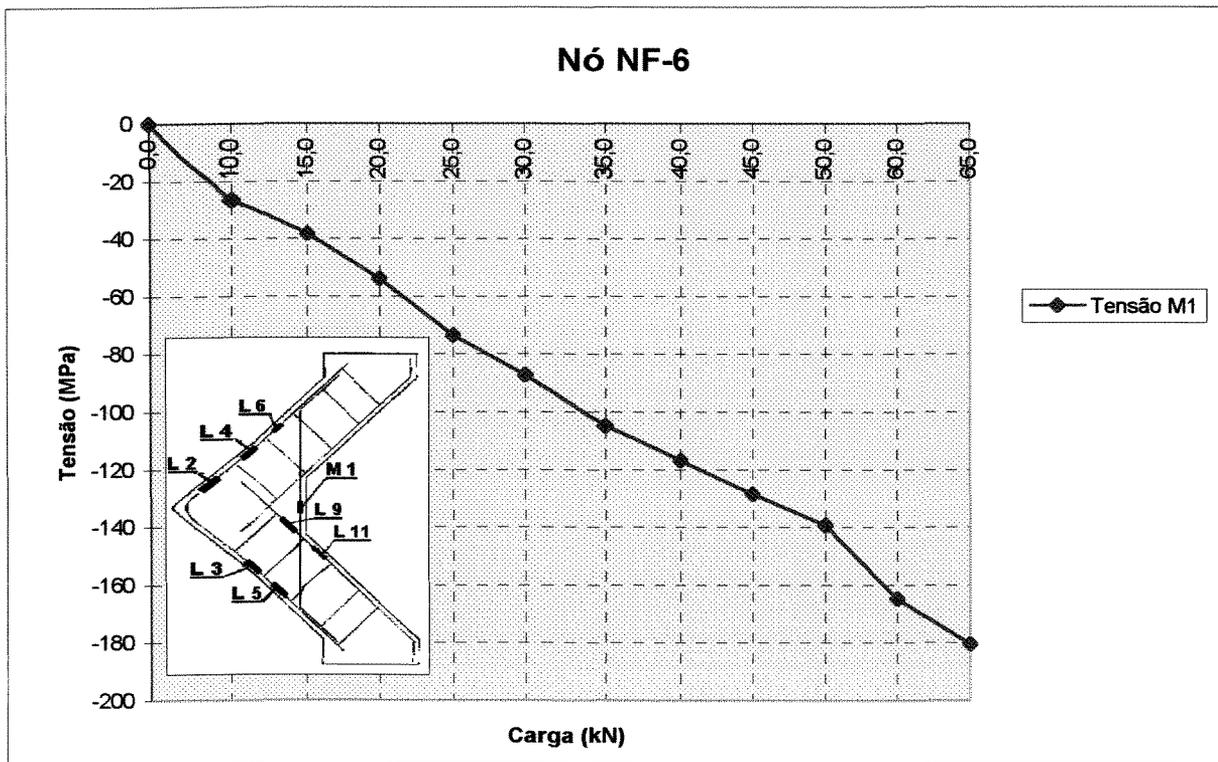


figura 4.64 - Tensões na armadura da mísula - Nó NF-6

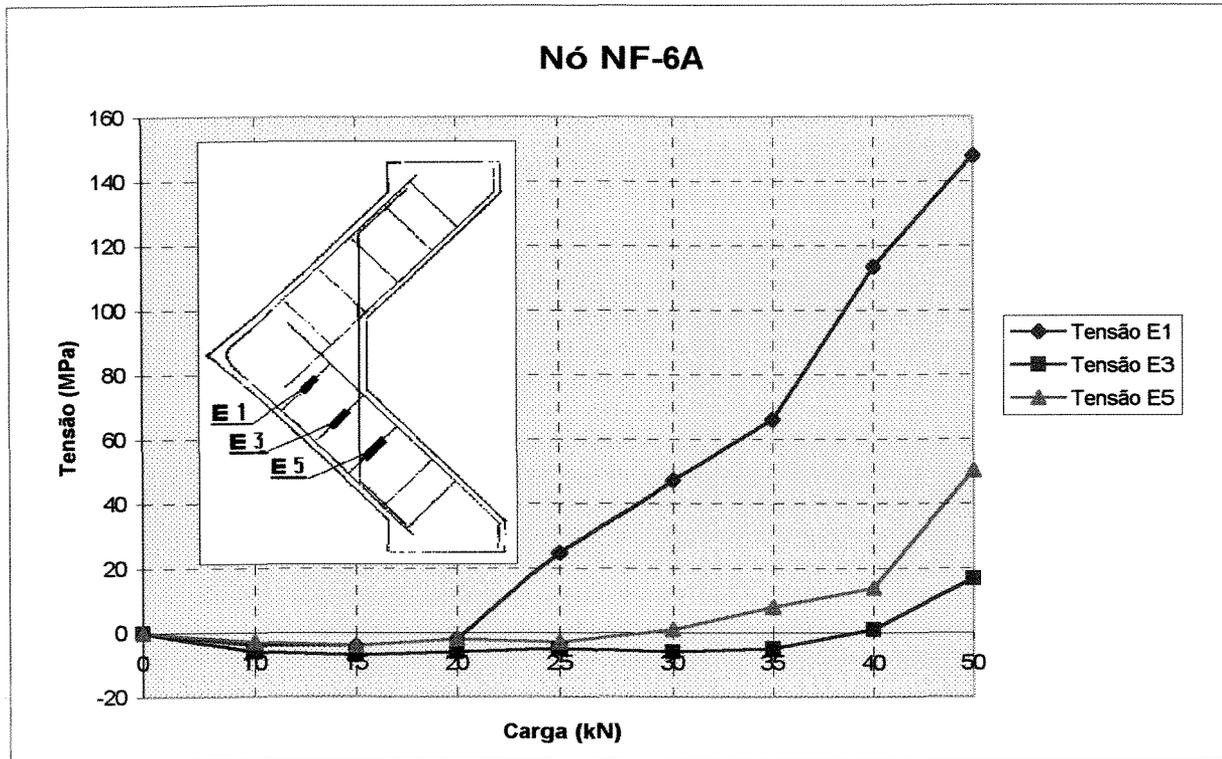


figura 4.65 - Tensões nos estribos - Nó NF-6A

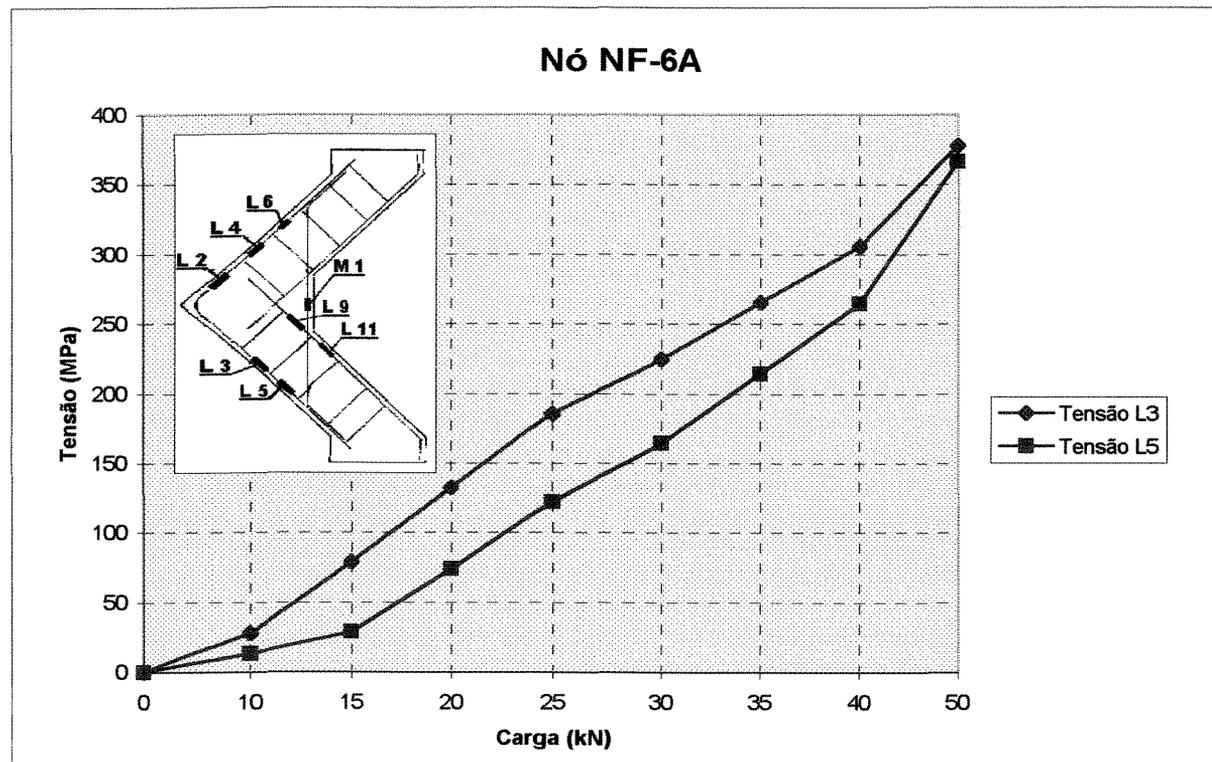


figura 4.66 - Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-6A

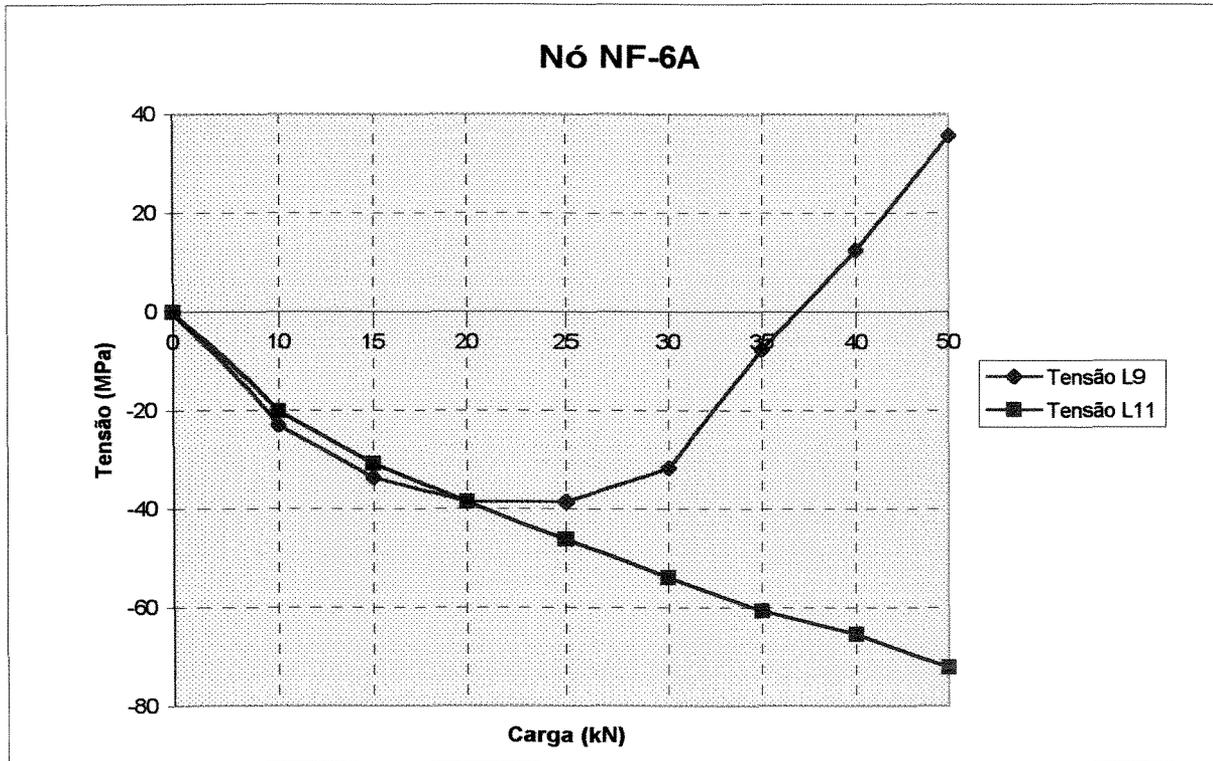


figura 4.67 - Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-6A

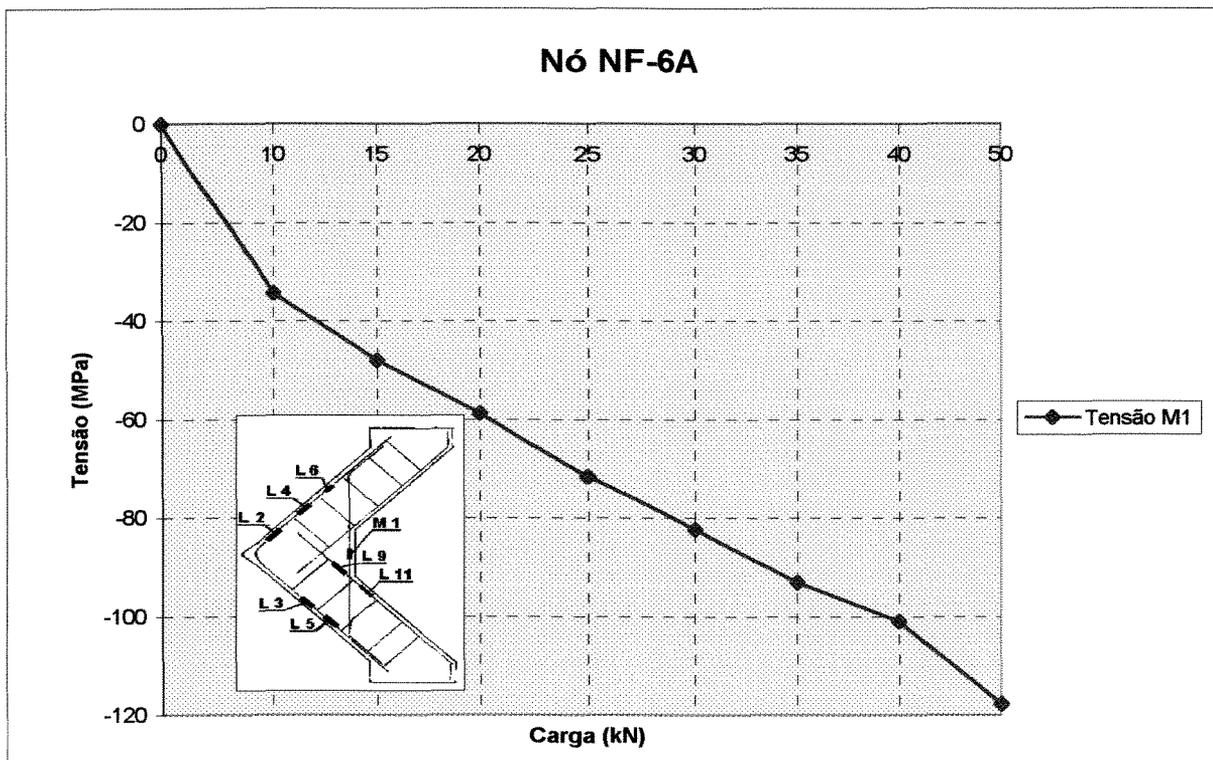


figura 4.68 - Tensões na armadura da mísula - Nó NF-6A

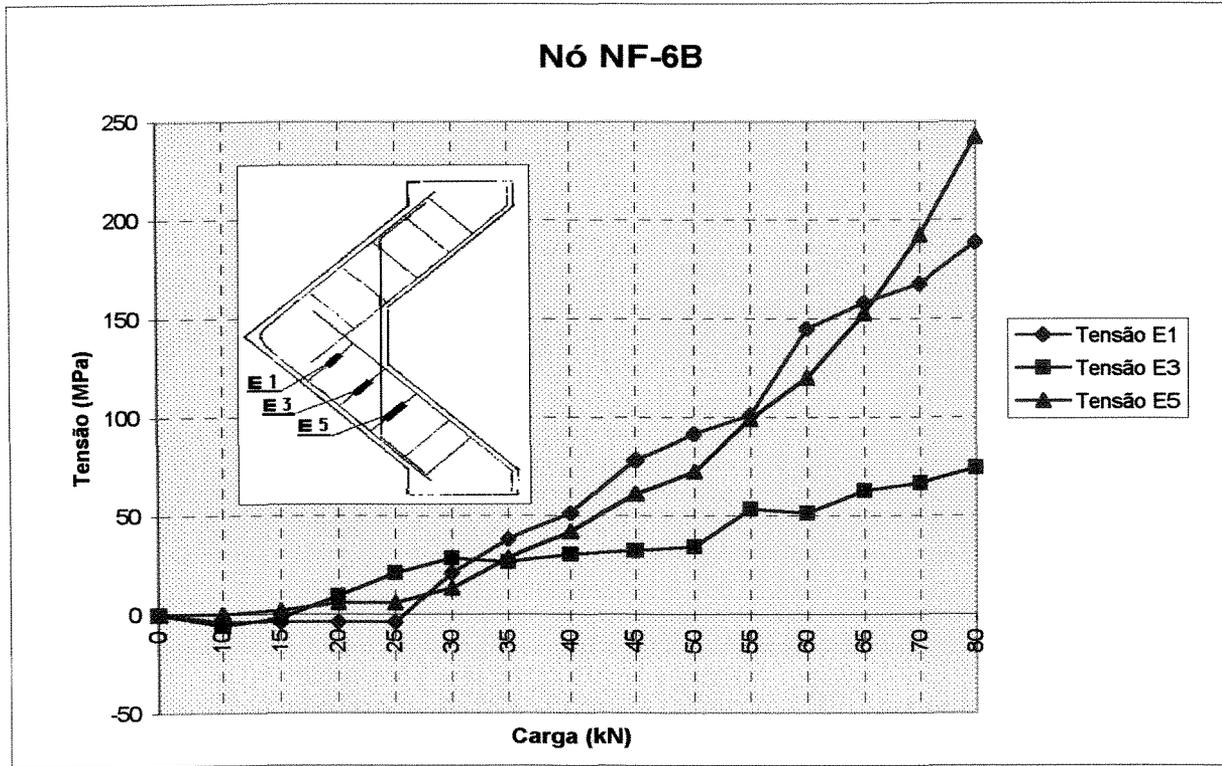


figura 4.69 - Tensões nos estribos - Nó NF-6B

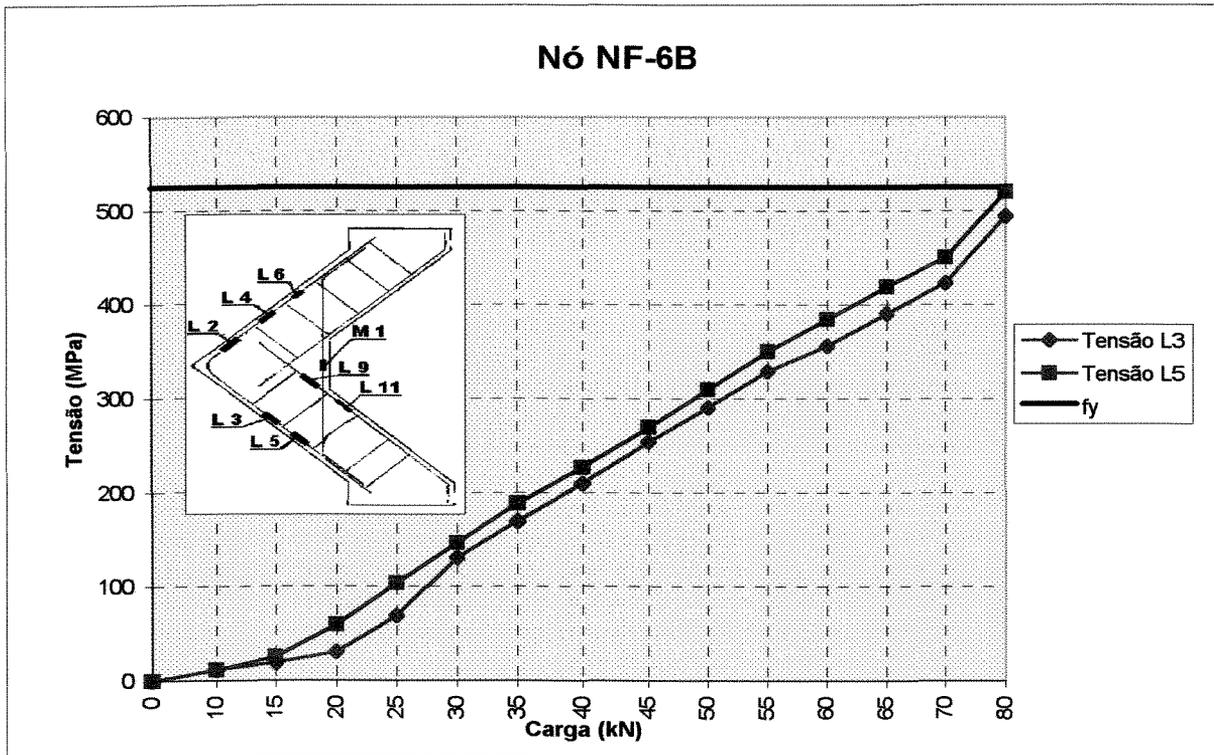


figura 4.70 - Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-6B

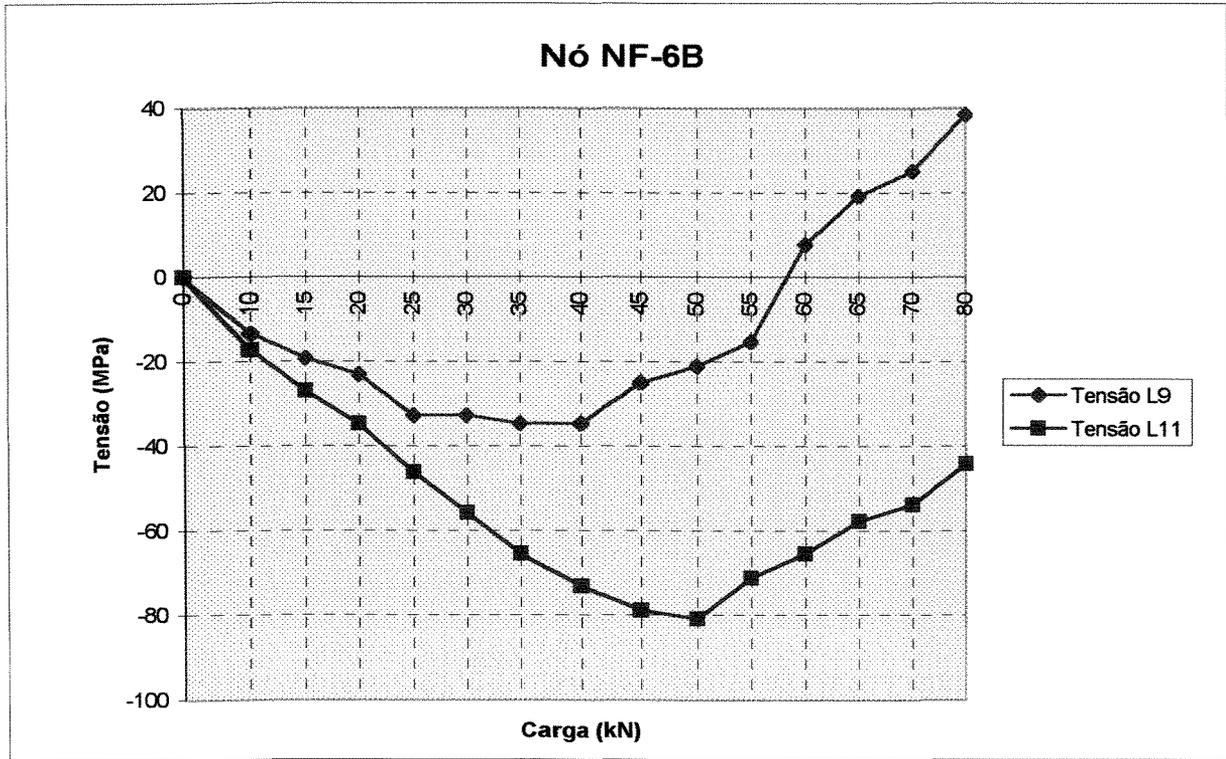


figura 4.71 - Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-6B

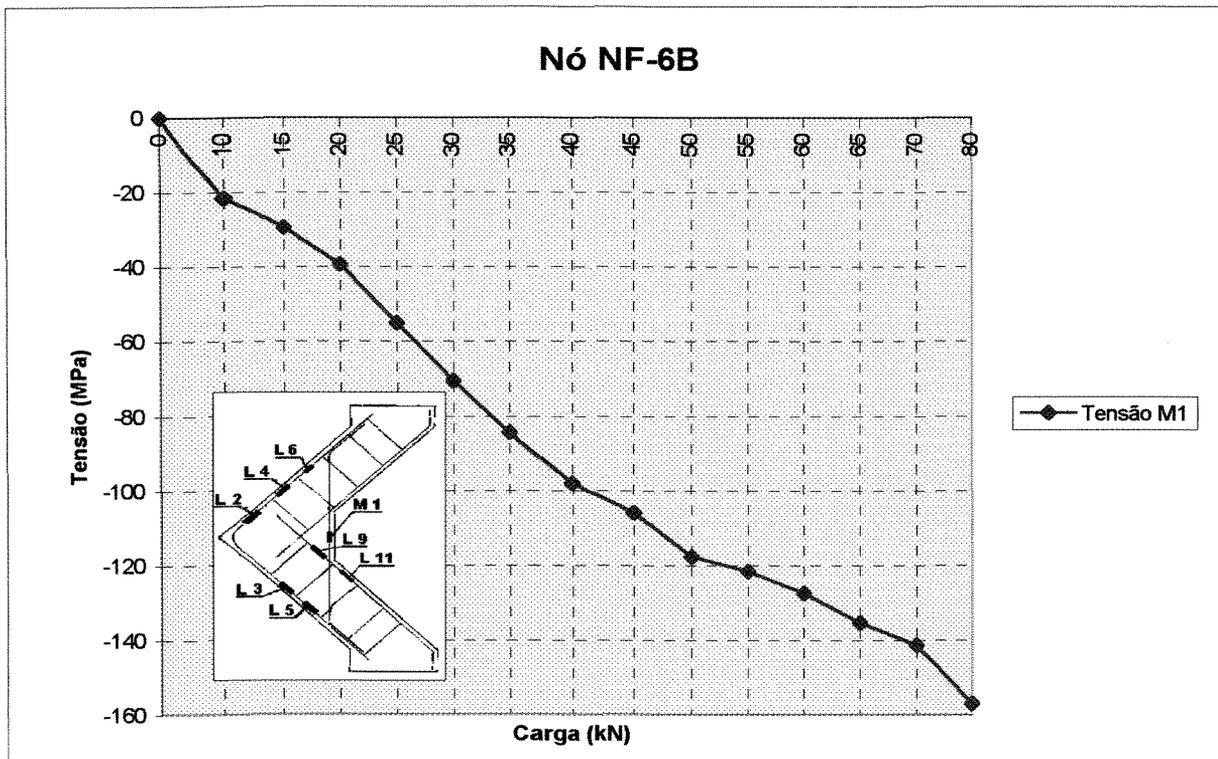


figura 4.72 - Tensões na armadura da mísula - Nó NF-6B

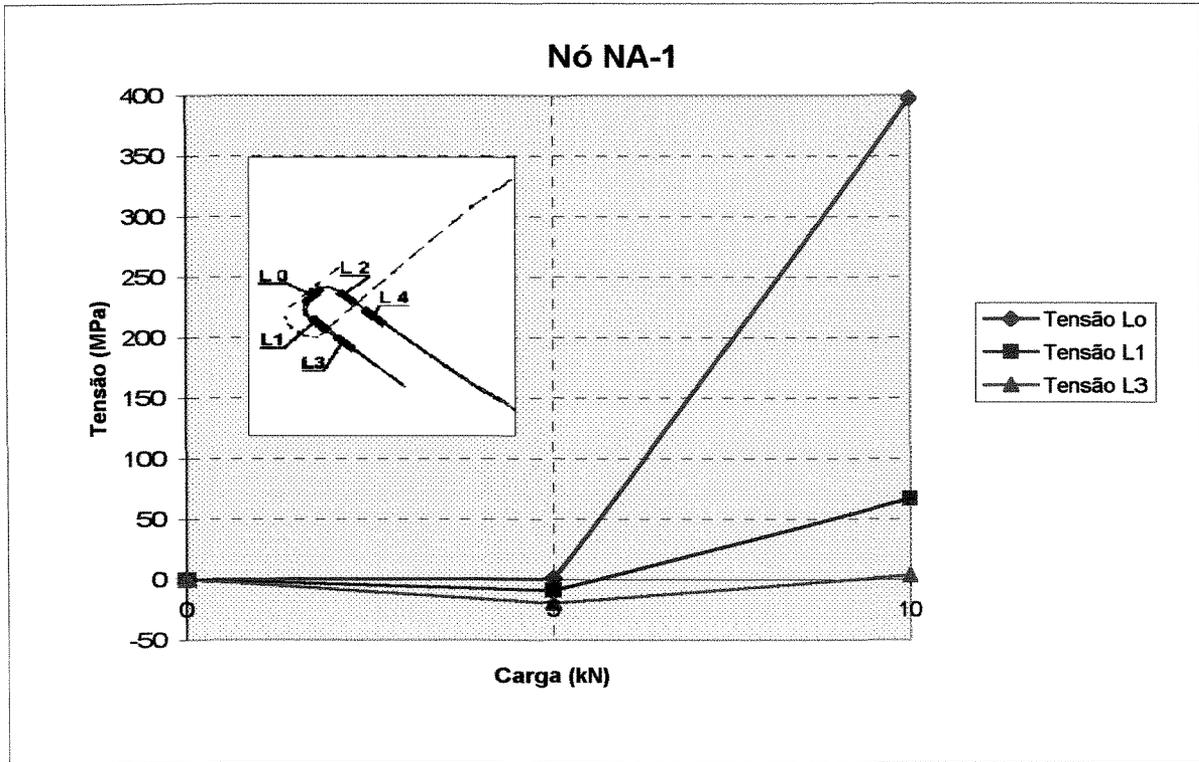


figura 4.73 - Tensões na armadura longitudinal - Nó NA-1

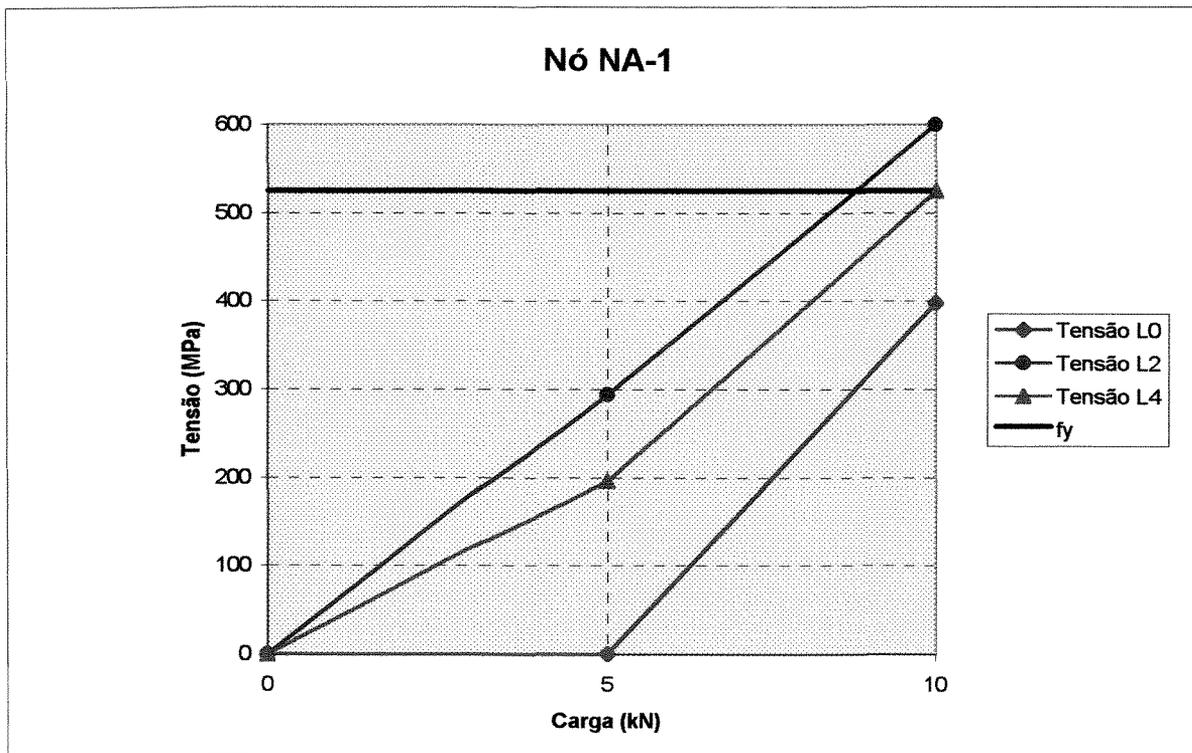


figura 4.74 - Tensões na armadura longitudinal - Nó NA-1

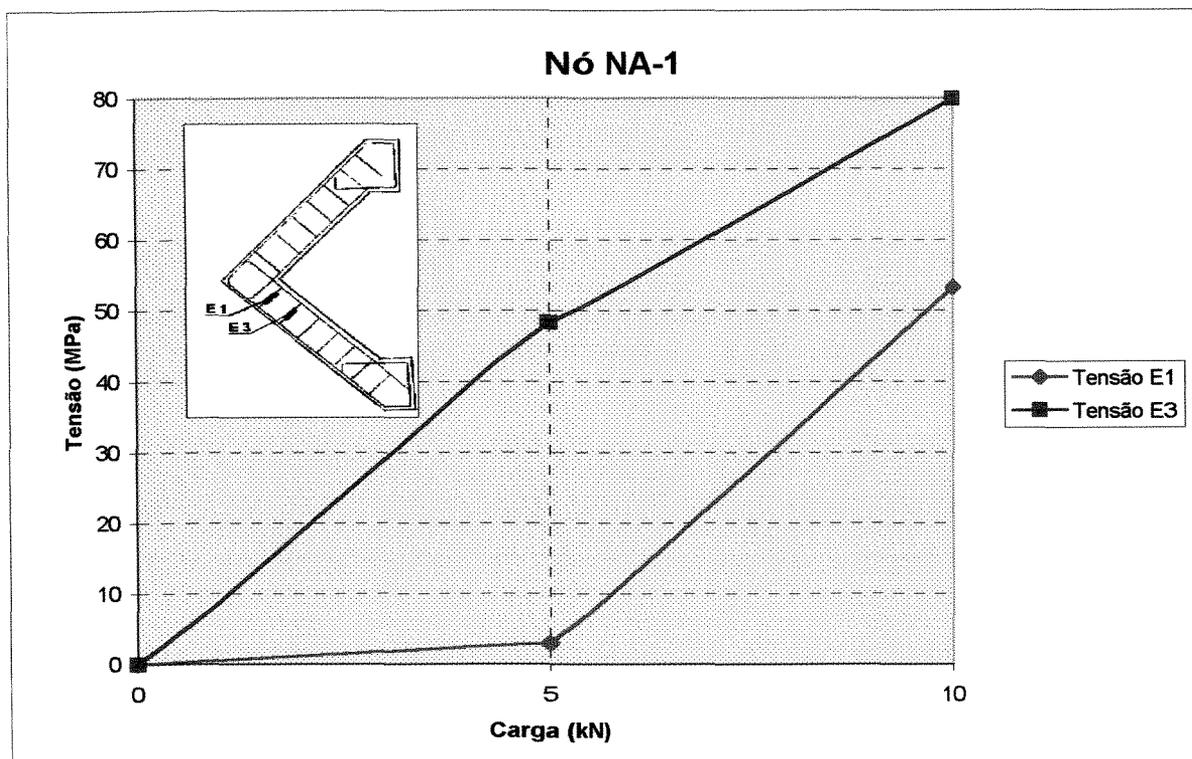


figura 4.75 - Tensões nos estribos - Nó NA-1

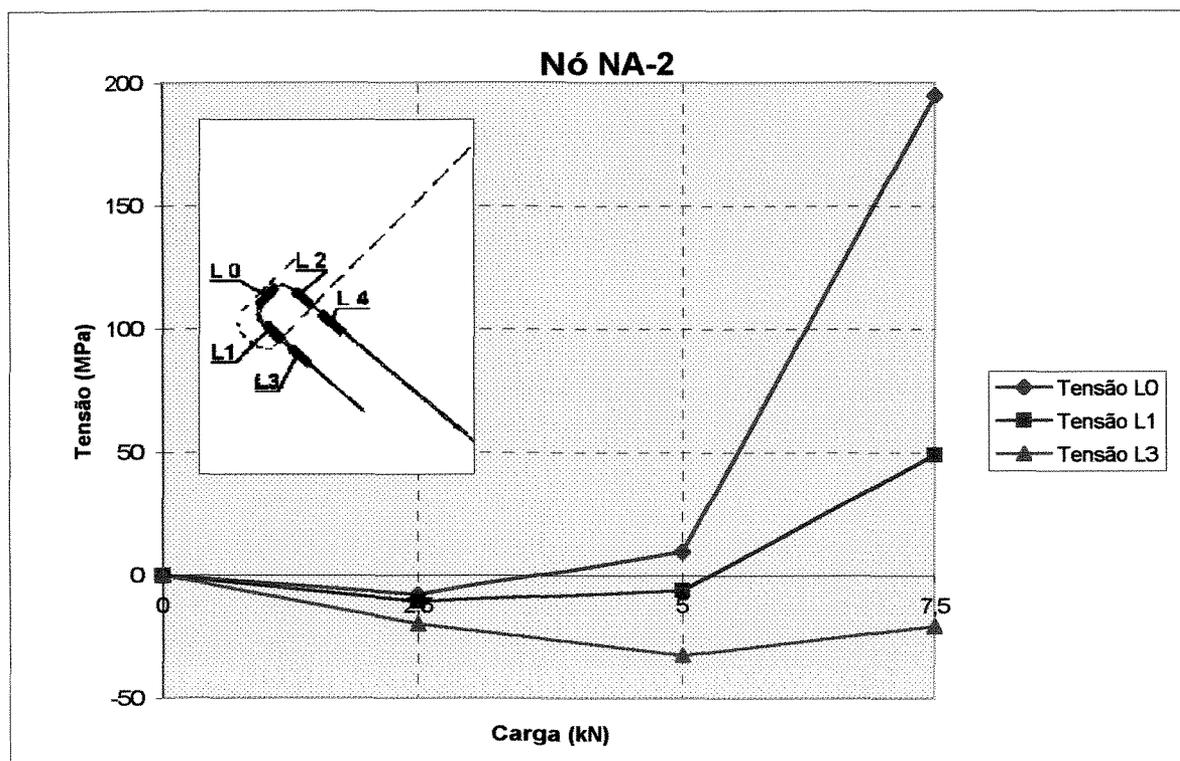


figura 4.76 - Tensões na armadura longitudinal - Nó NA-2

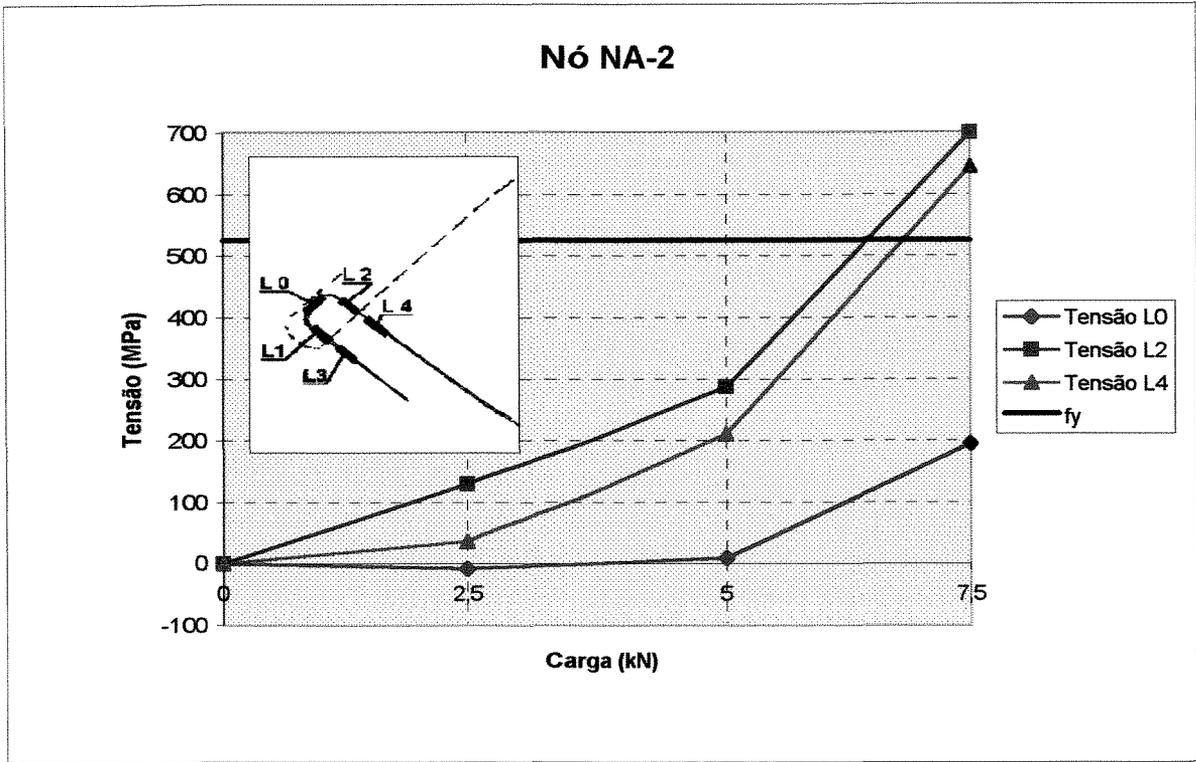


figura 4.77 - Tensões na armadura longitudinal - Nó NA-2

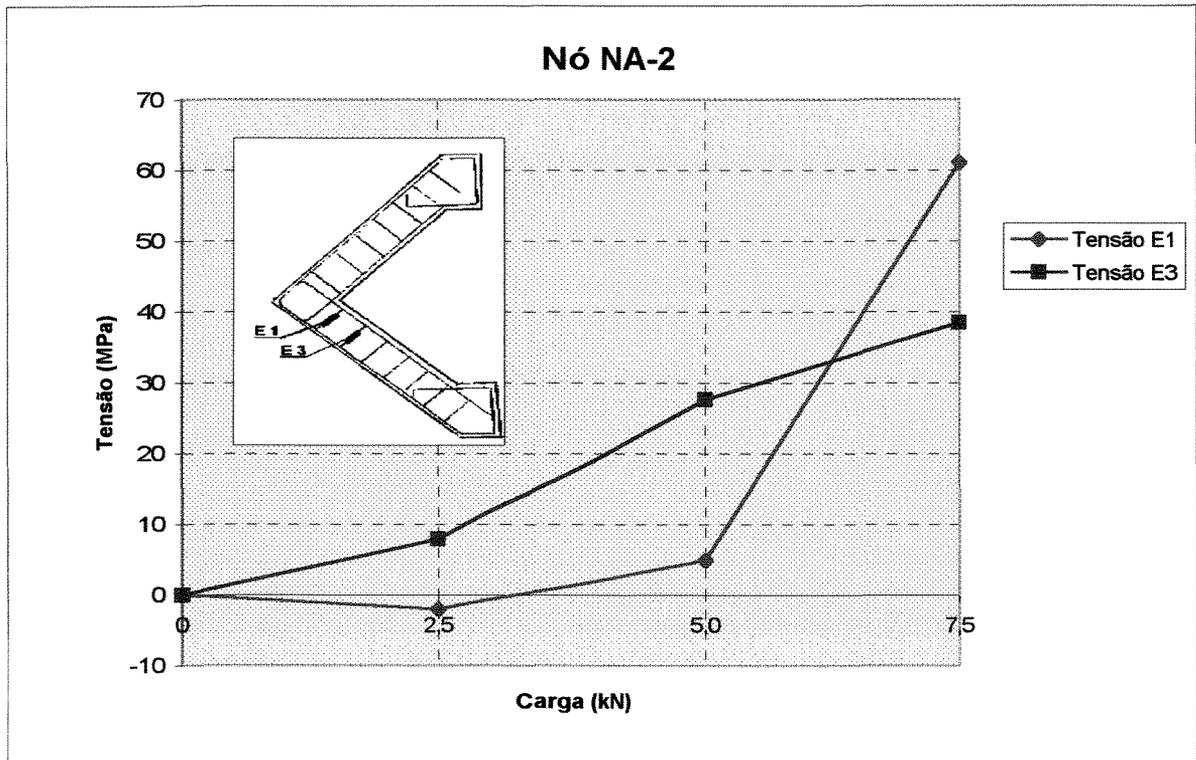


figura 4.78 - Tensões nos estribos - Nó NA-2

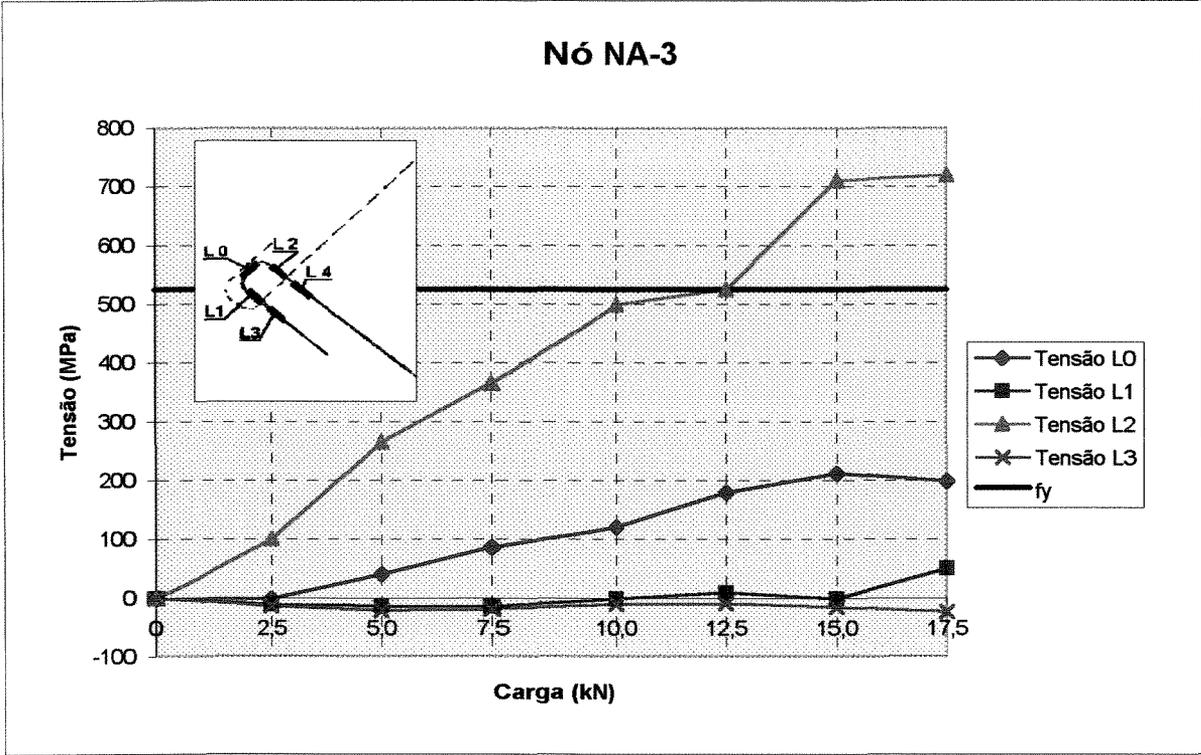


figura 4.79 - Tensões na armadura longitudinal - Nó NA-3

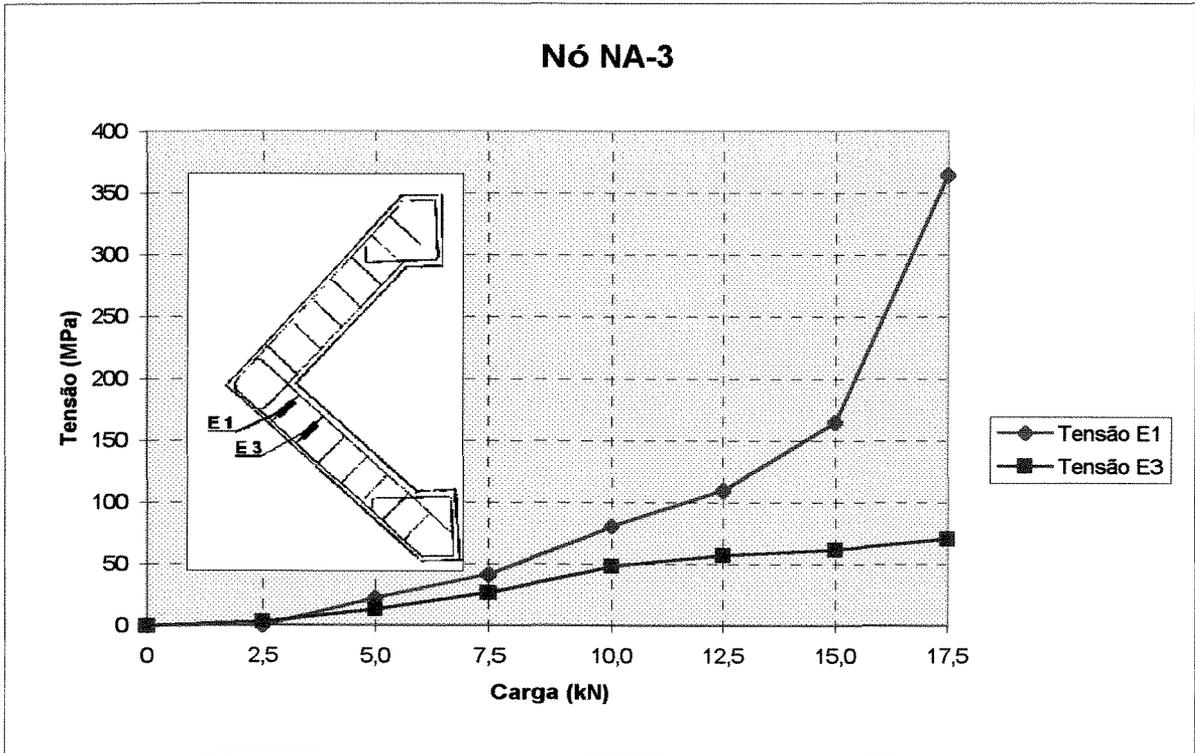


figura 4.80 - Tensões nos estribos - Nó NA-3

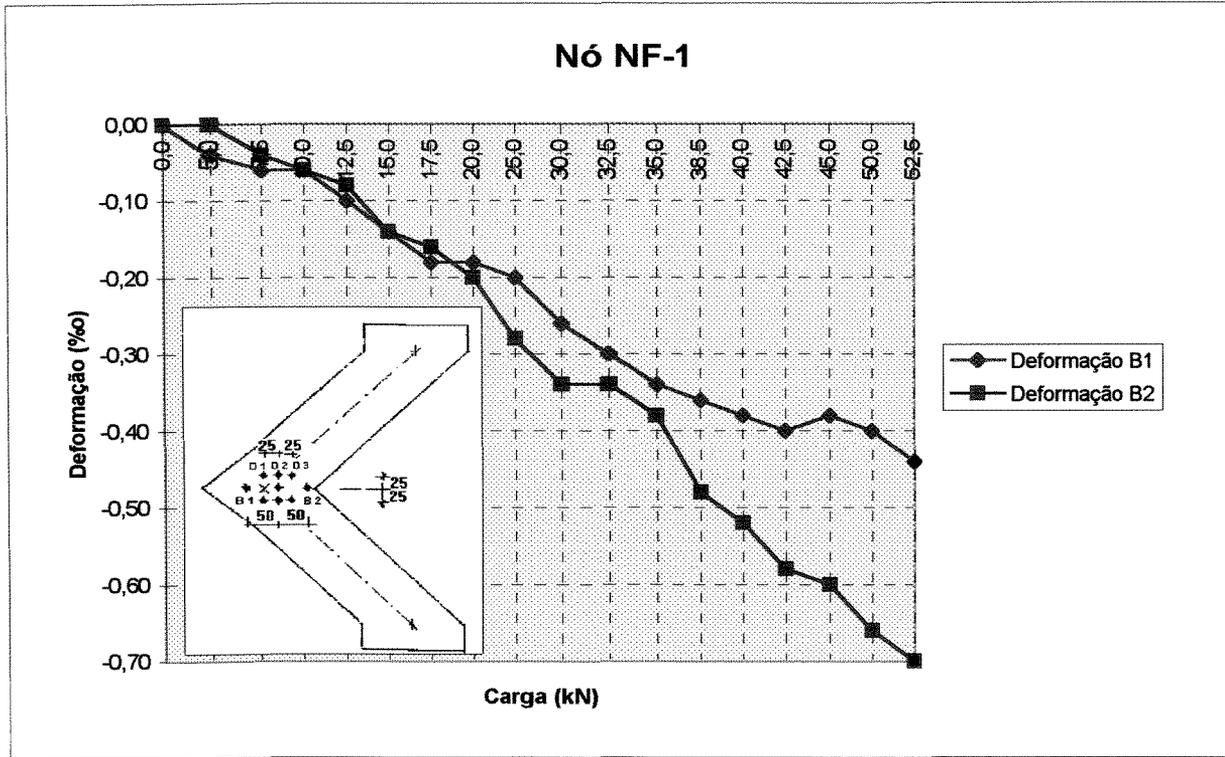


figura 4.81 - Deformações no concreto - Nó NF-1

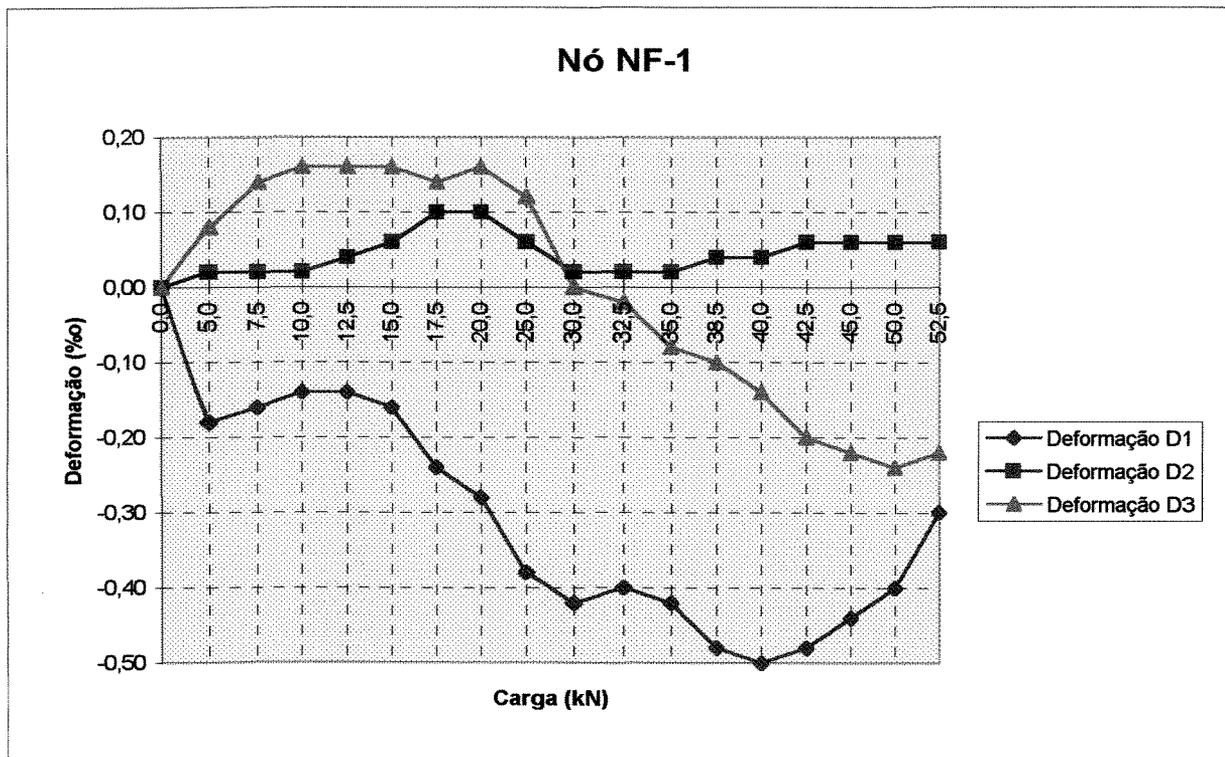


figura 4.82 - Deformações no concreto - Nó NF-1

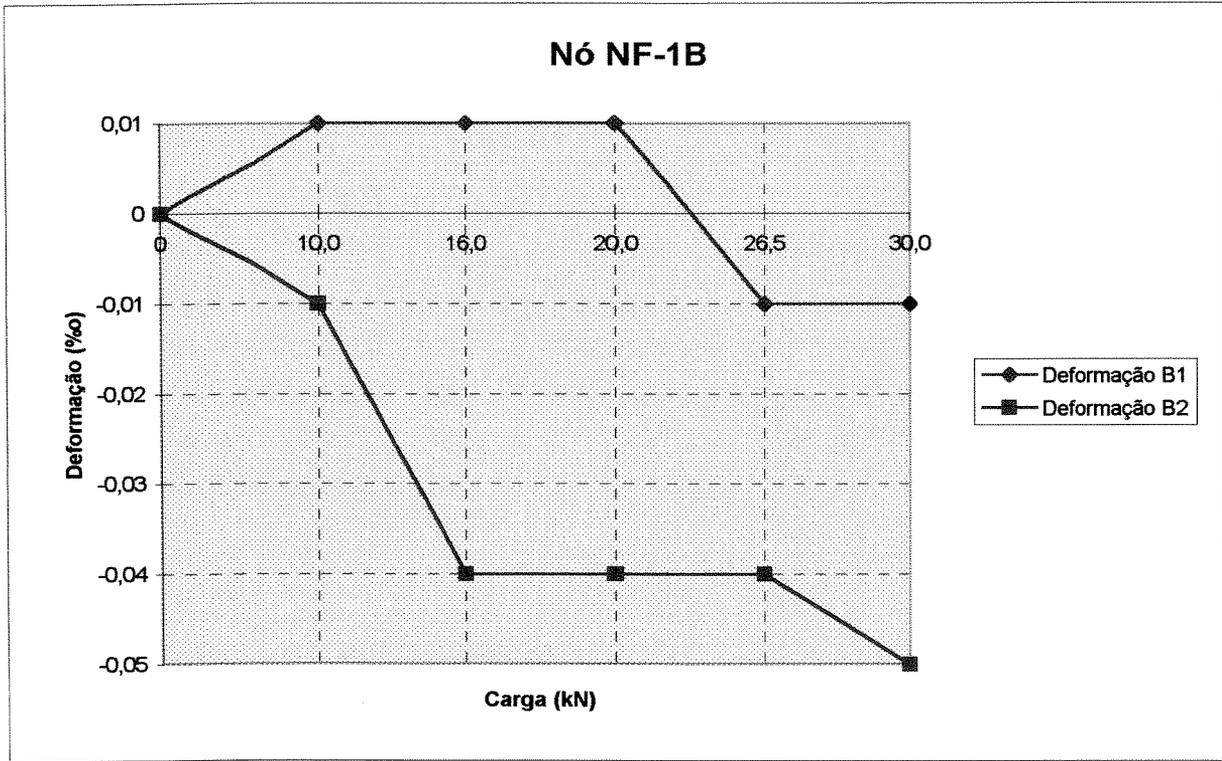


figura 4.83 - Deformações no concreto - Nó NF-1B

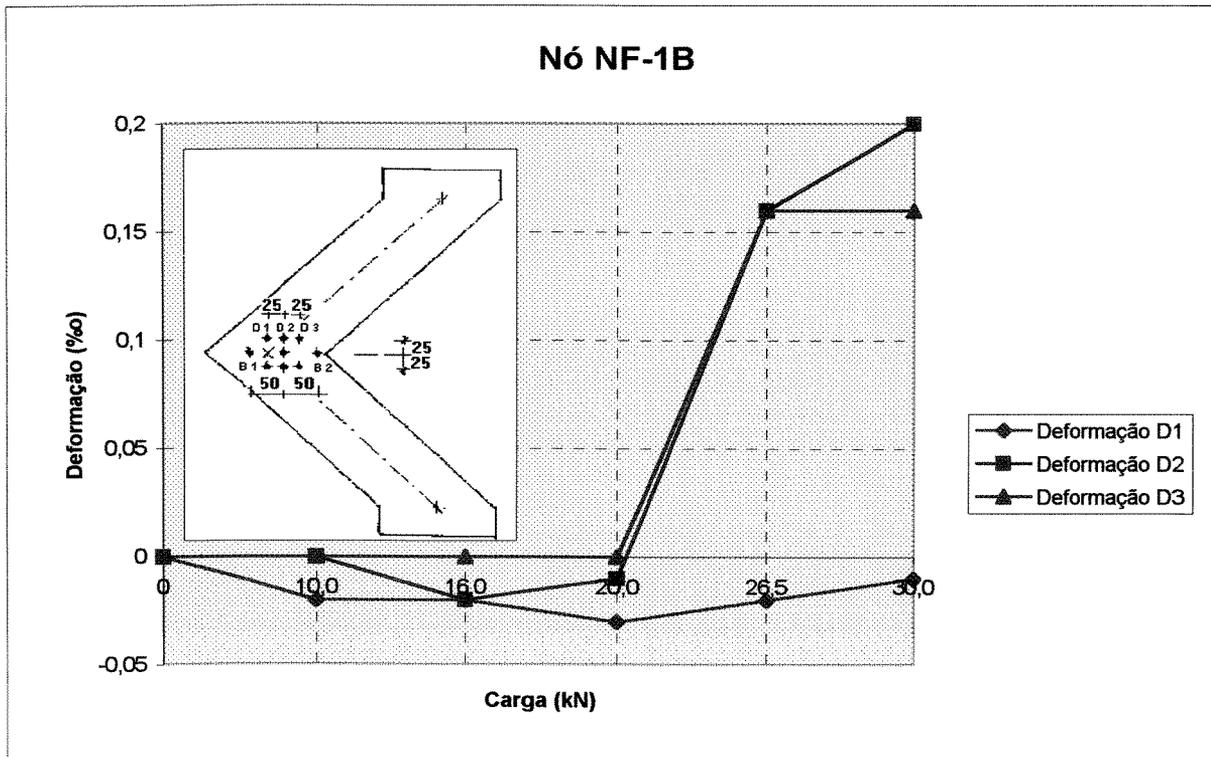


figura 4.84 - Deformações no concreto - Nó NF-1B

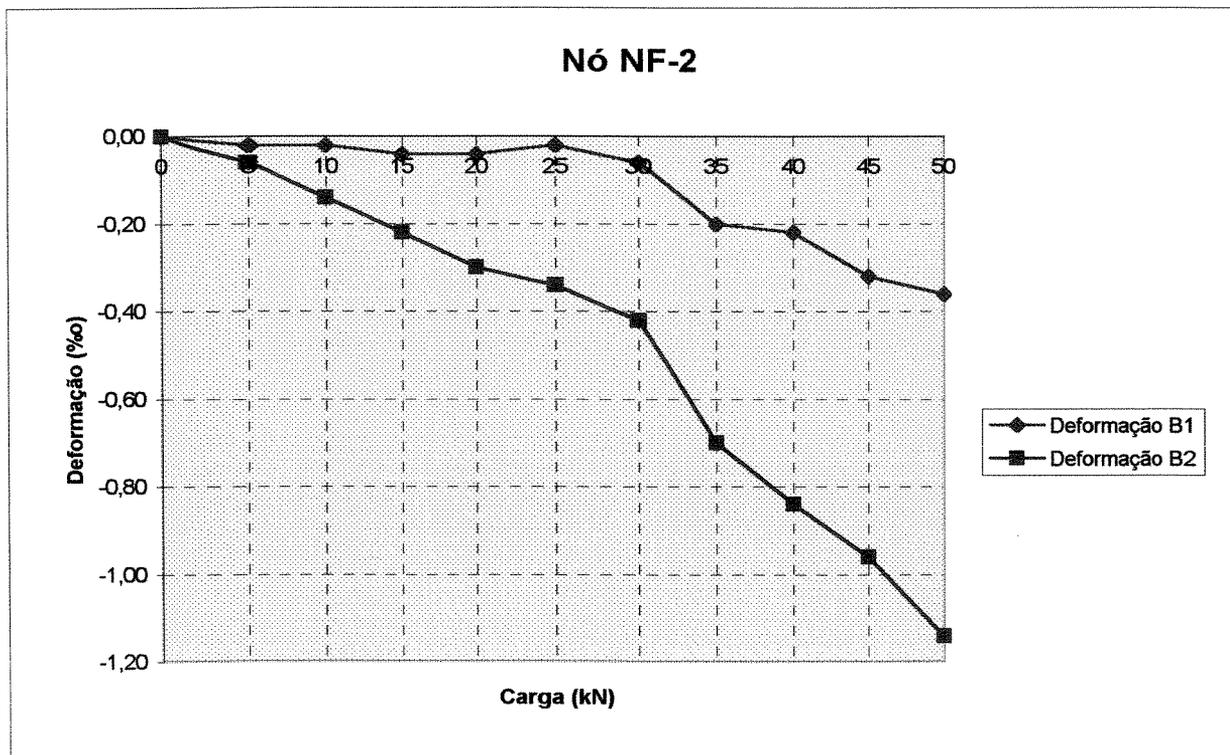


figura 4.85 - Deformações no concreto - Nó NF-2

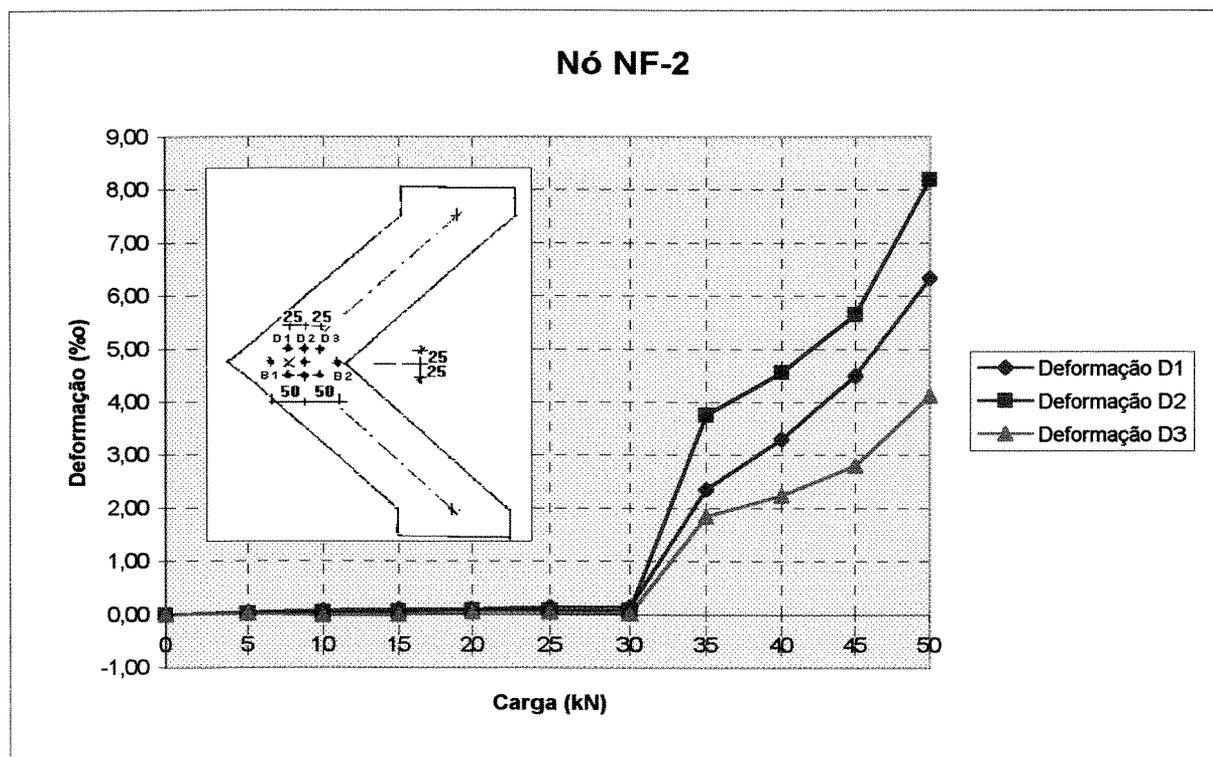


figura 4.86 - Deformações no concreto - Nó NF-2

Nó NF-2A

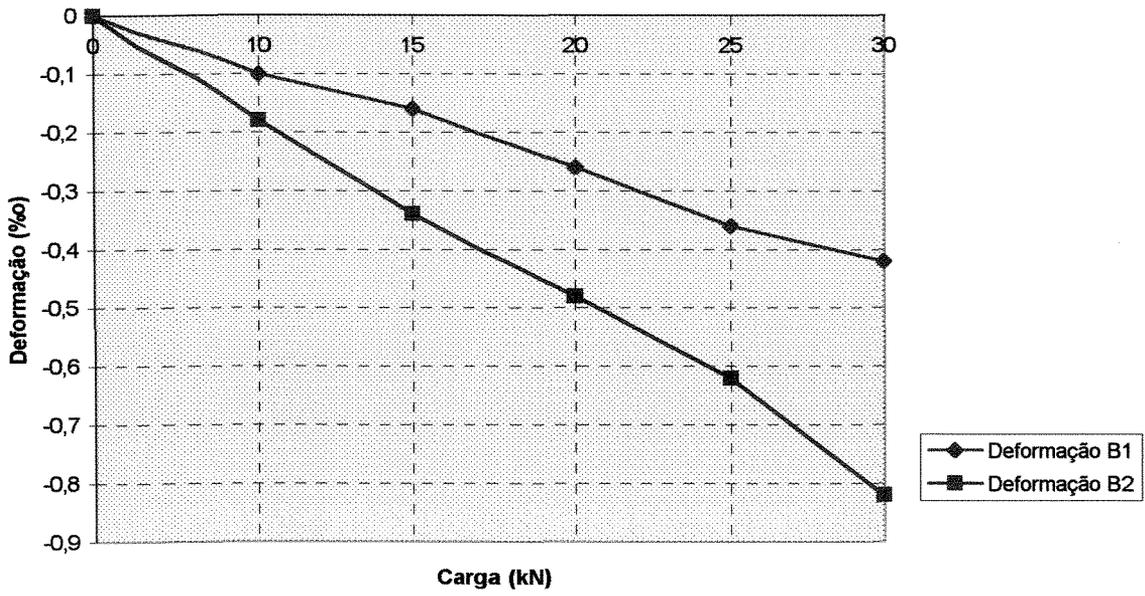


figura 4.87 - Deformações no concreto - Nó NF-2A

Nó NF-2A

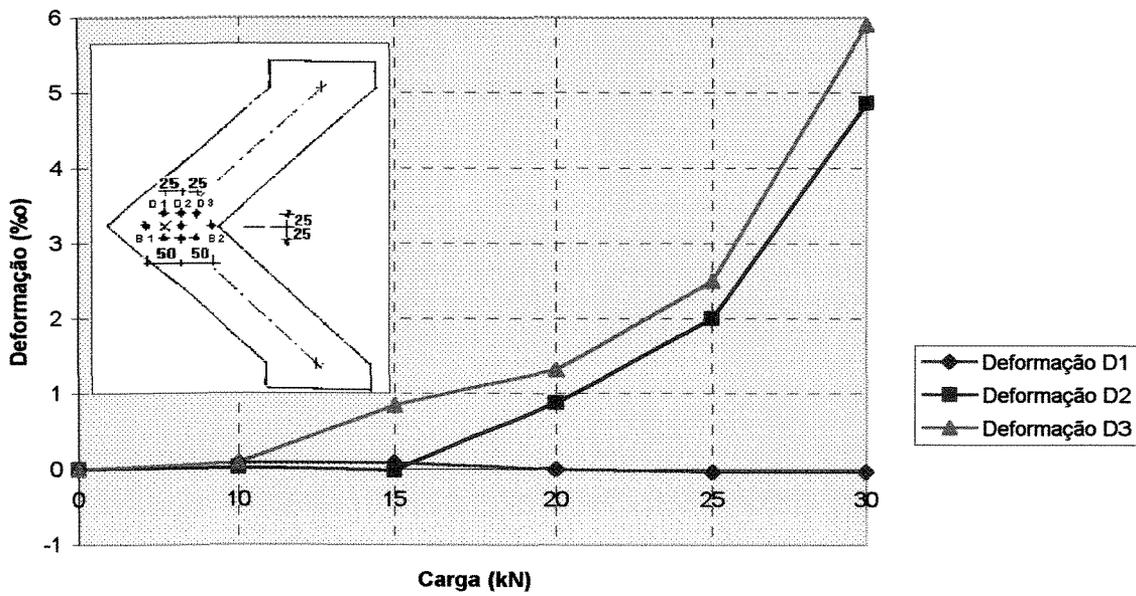


figura 4.88 - Deformações no concreto - Nó NF-2A

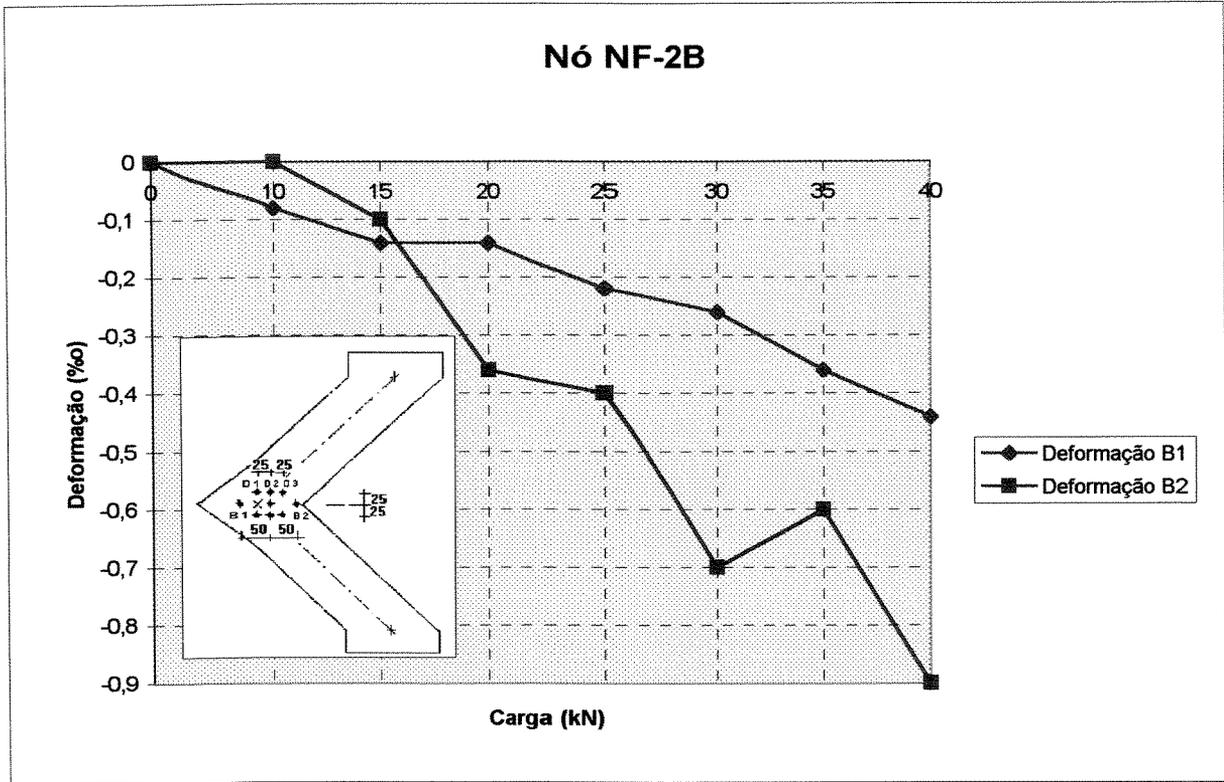


figura 4.89 - Deformações no concreto - Nó NF-2B

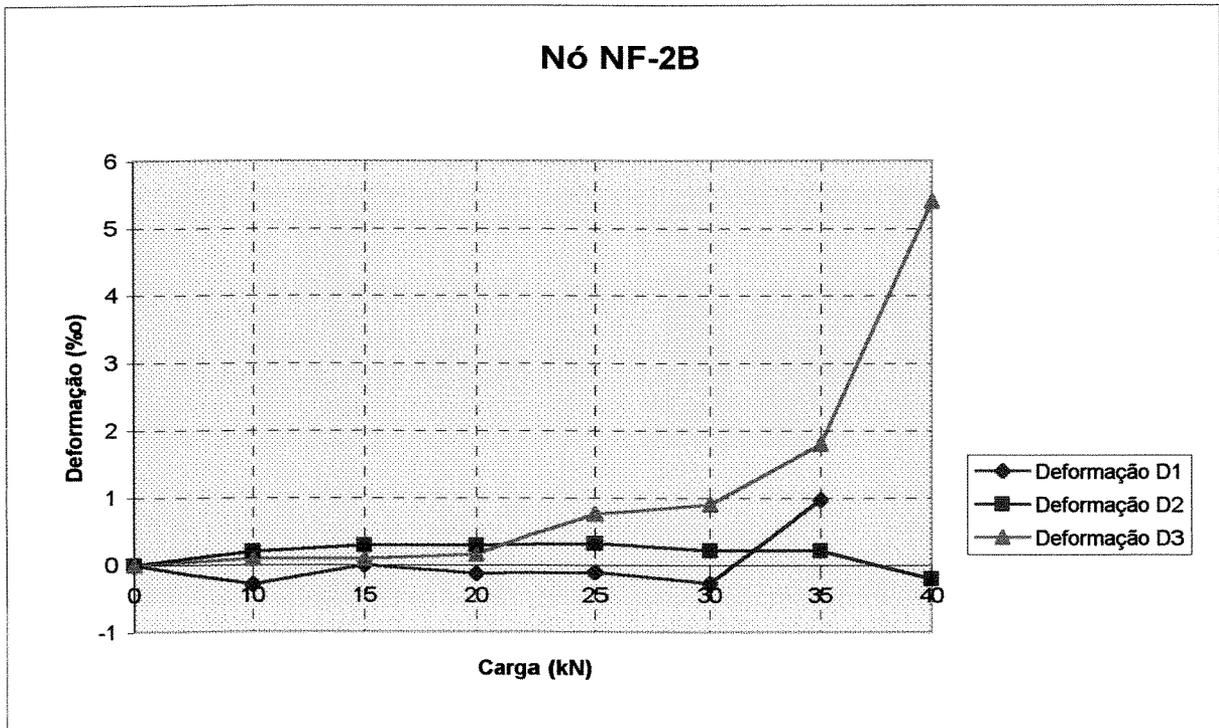


figura 4.90- Deformações no concreto - Nó NF-2B

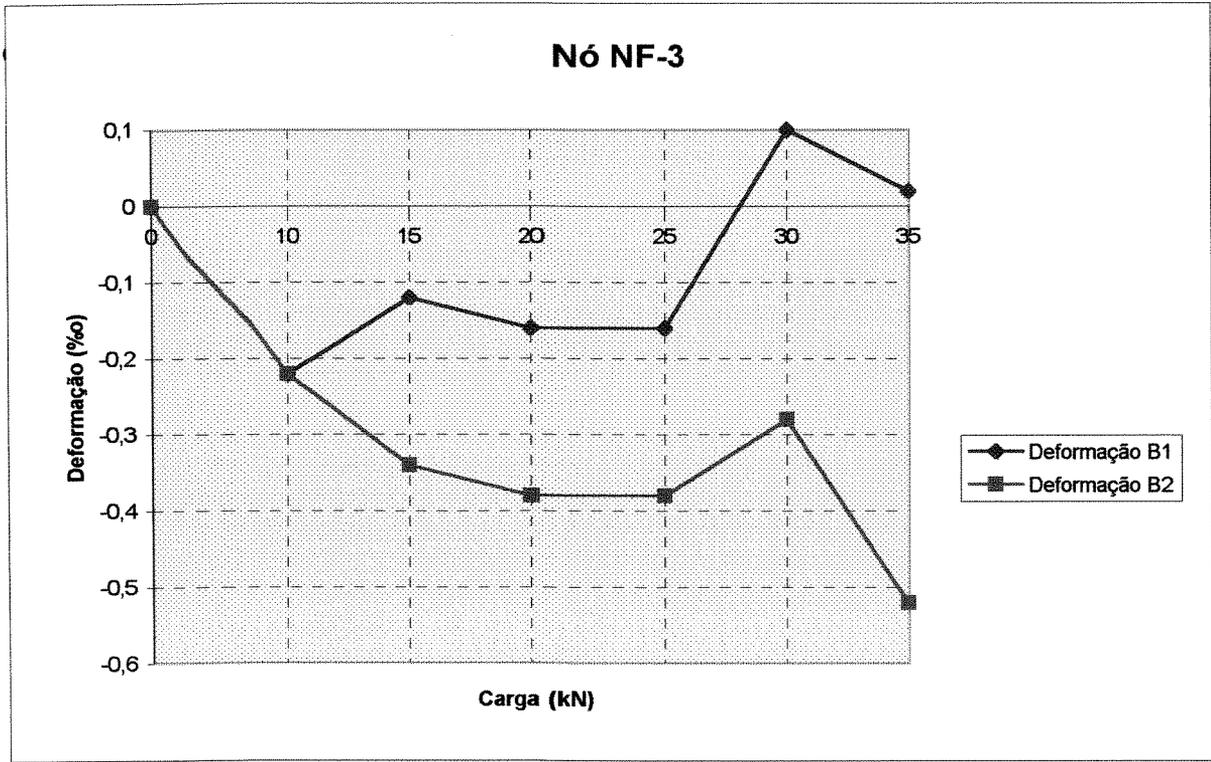


figura 4.91 - Deformações no concreto - Nó NF-3

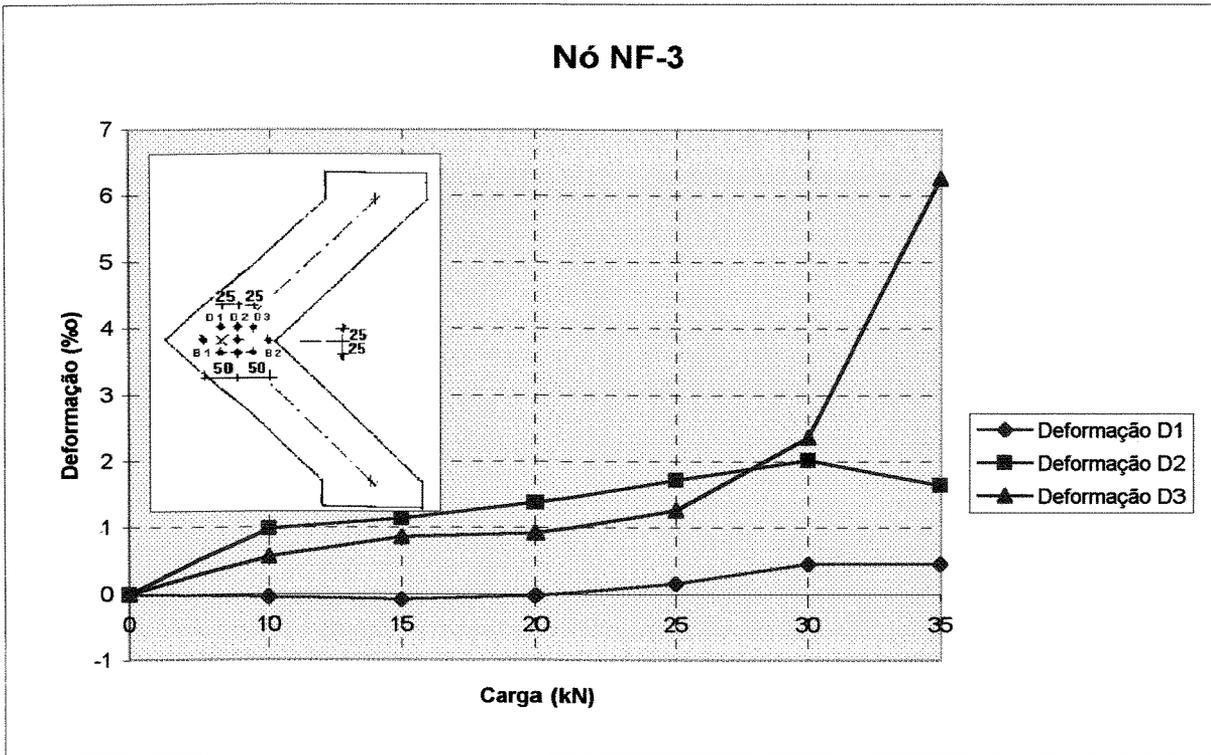


figura 4.92 - Deformações no concreto - Nó NF-3

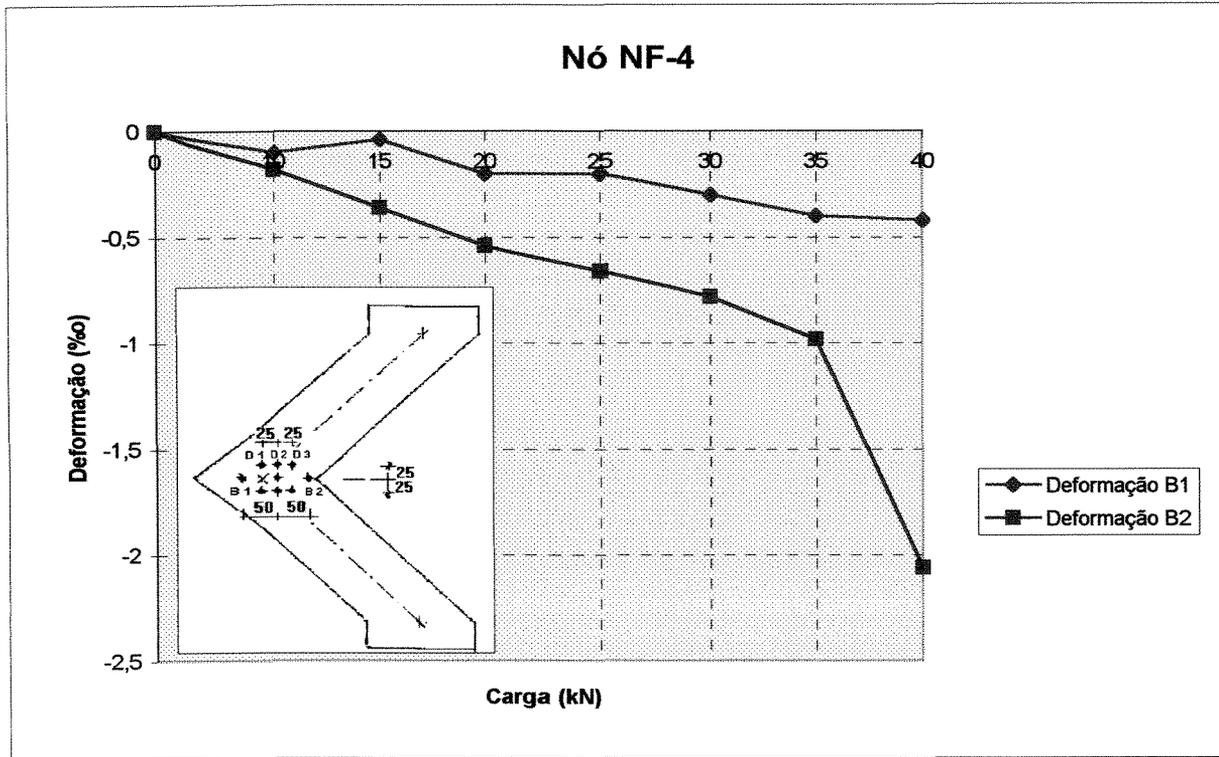


figura 4.93 - Deformações no concreto - Nó NF-4

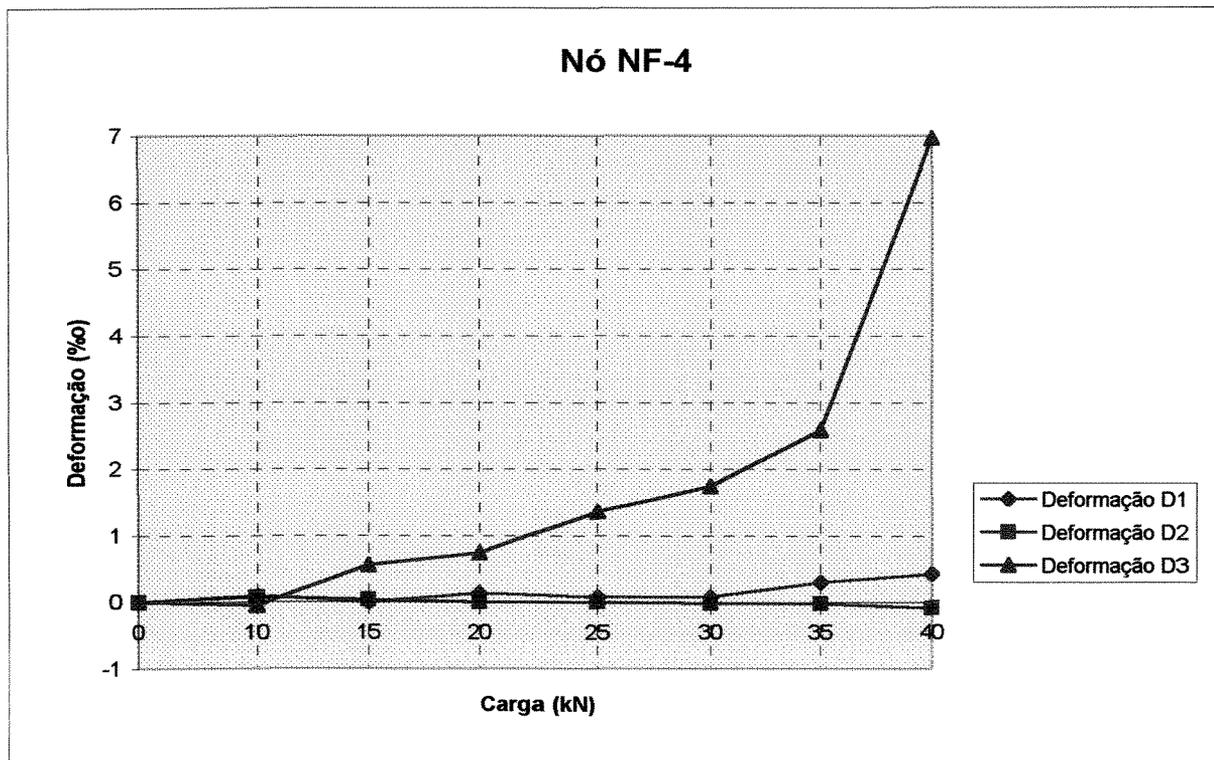


figura 4.94 - Deformações no concreto - Nó NF-4

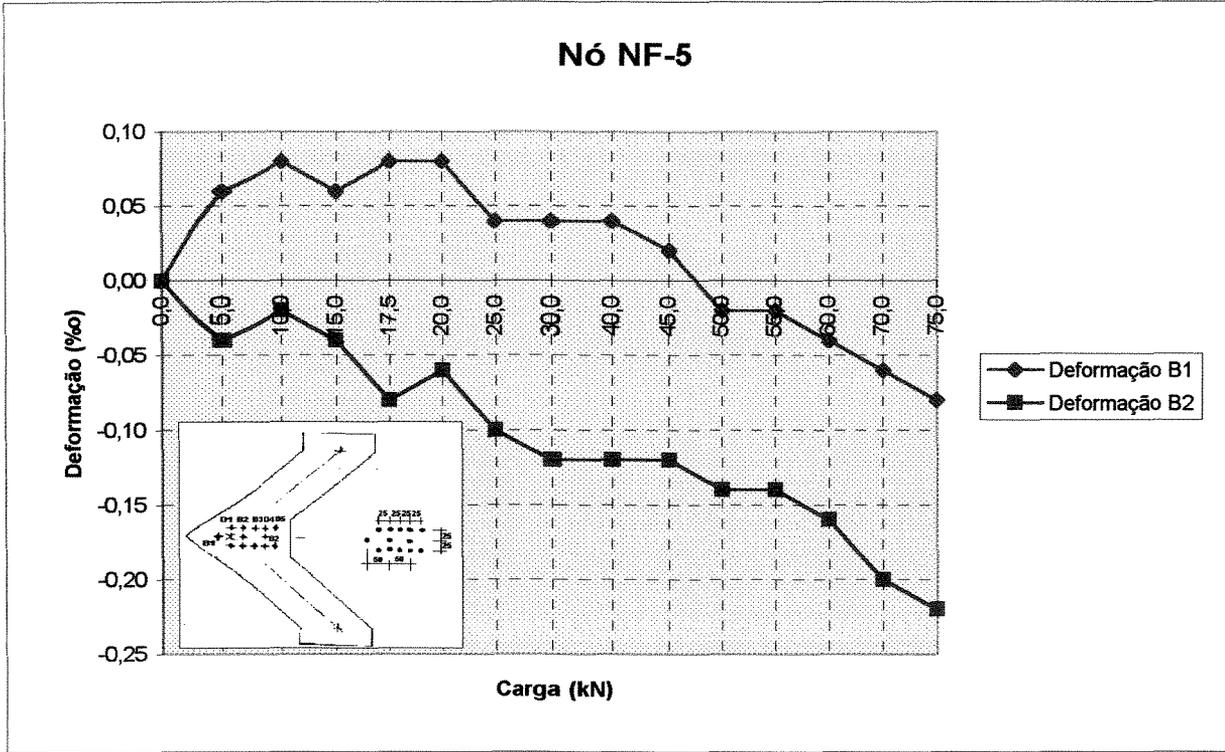


figura 4.95 - Deformações no concreto - Nó NF-5

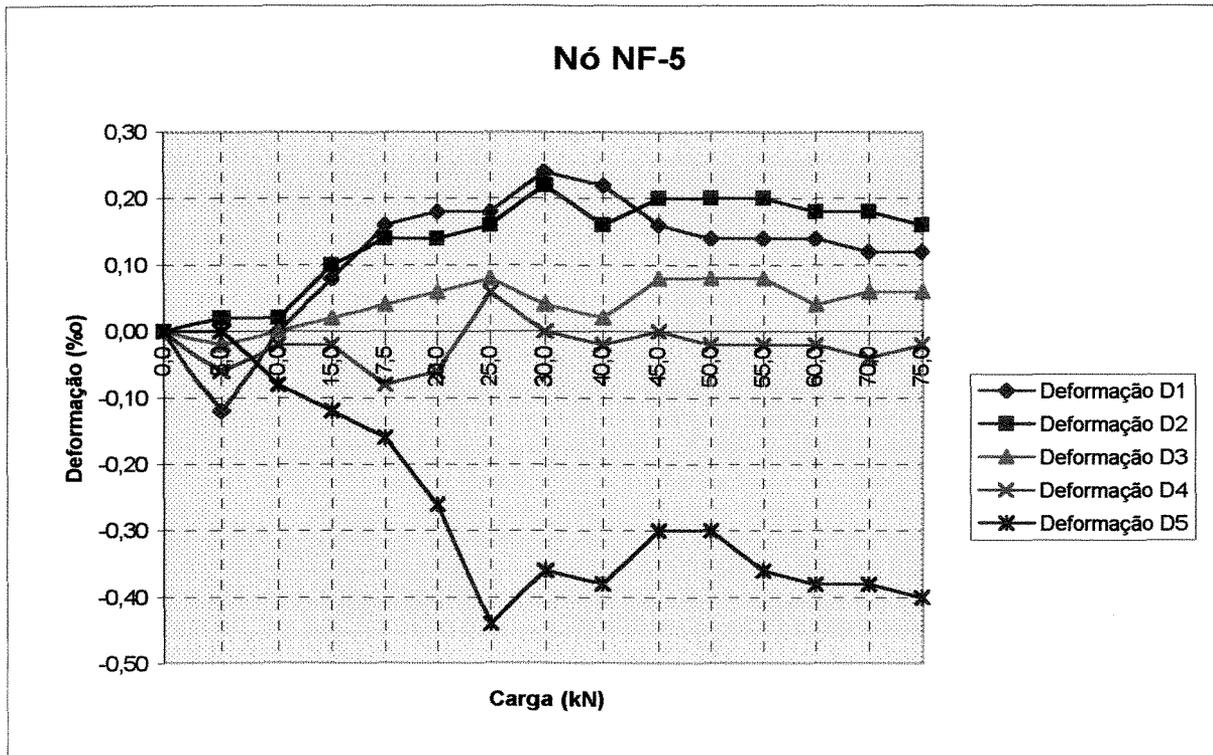


figura 4.96 - Deformações no concreto - Nó NF-5

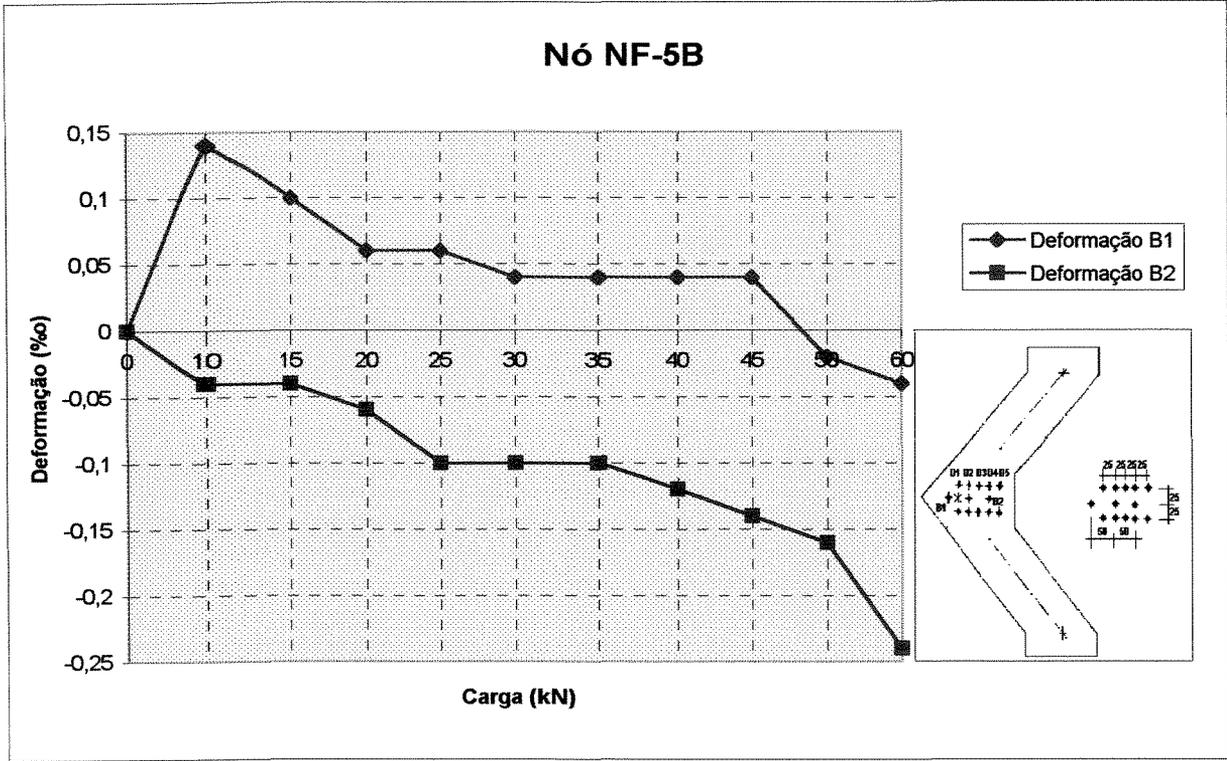


figura 4.97 - Deformações no concreto - Nó NF-5B

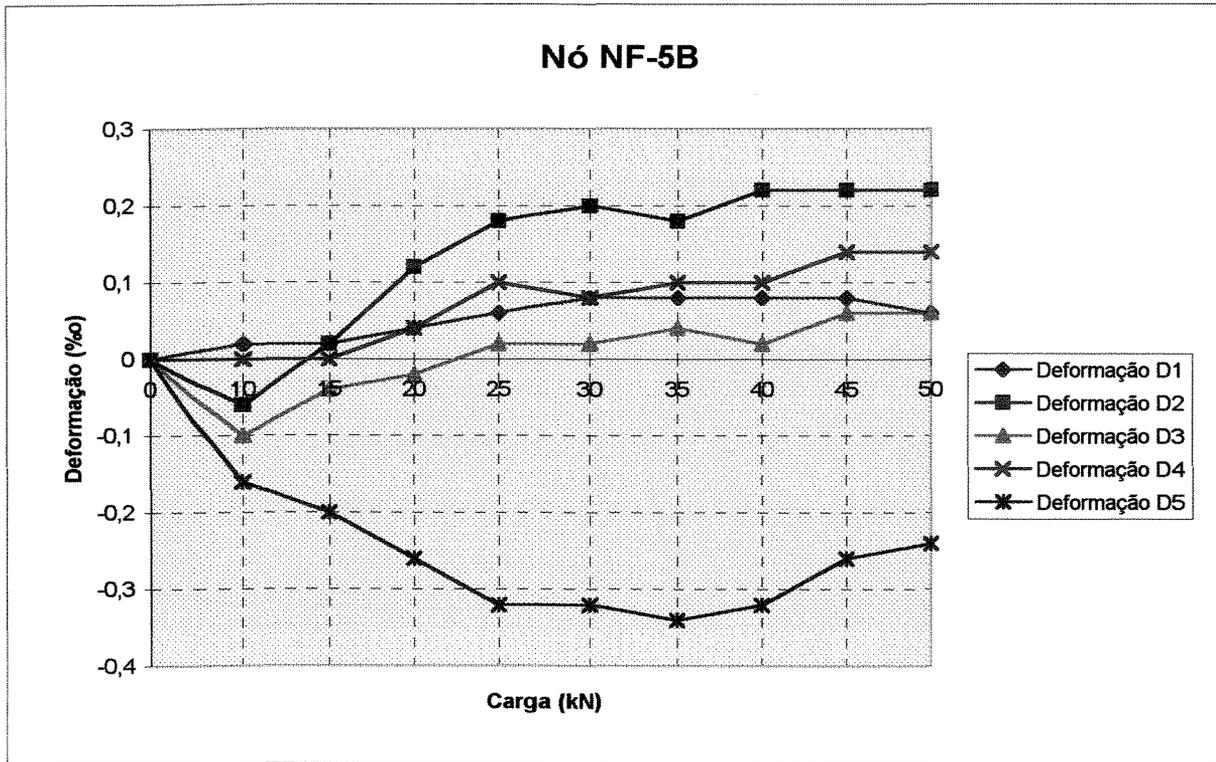


figura 4.98 - Deformações no concreto - Nó NF-5B

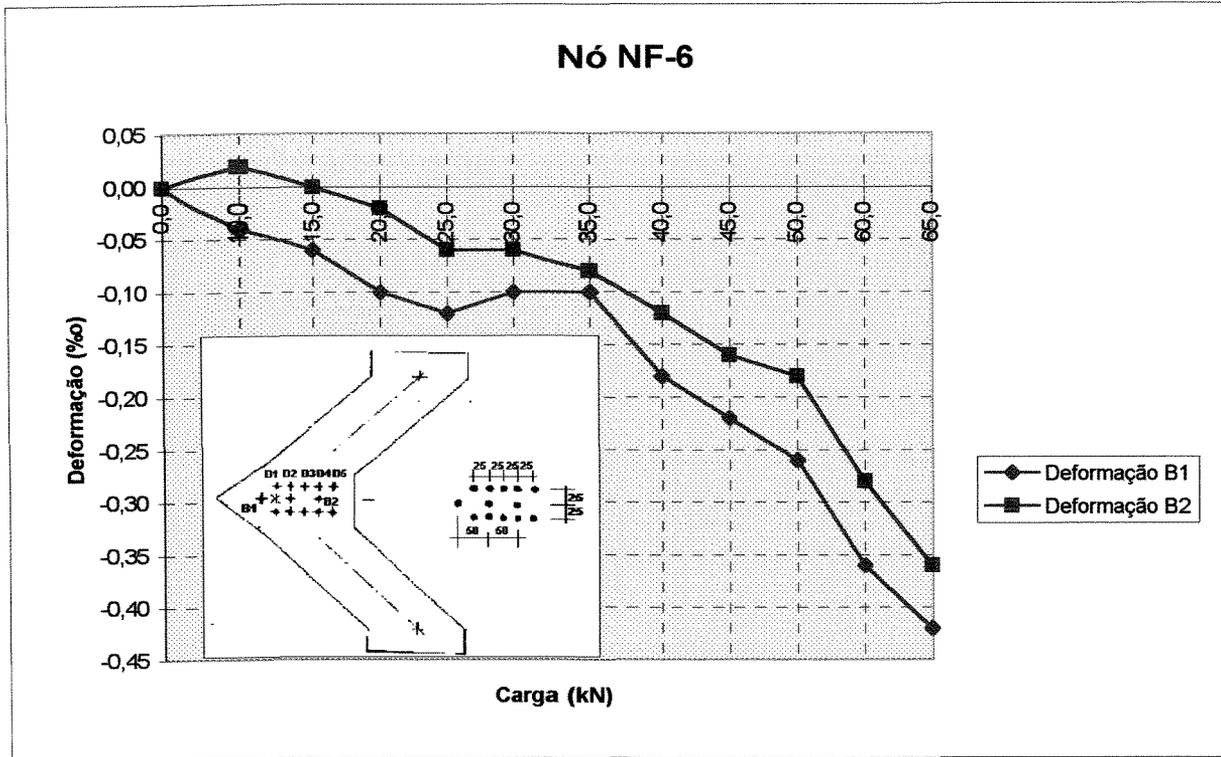


figura 4.99 - Deformações no concreto - Nó NF-6

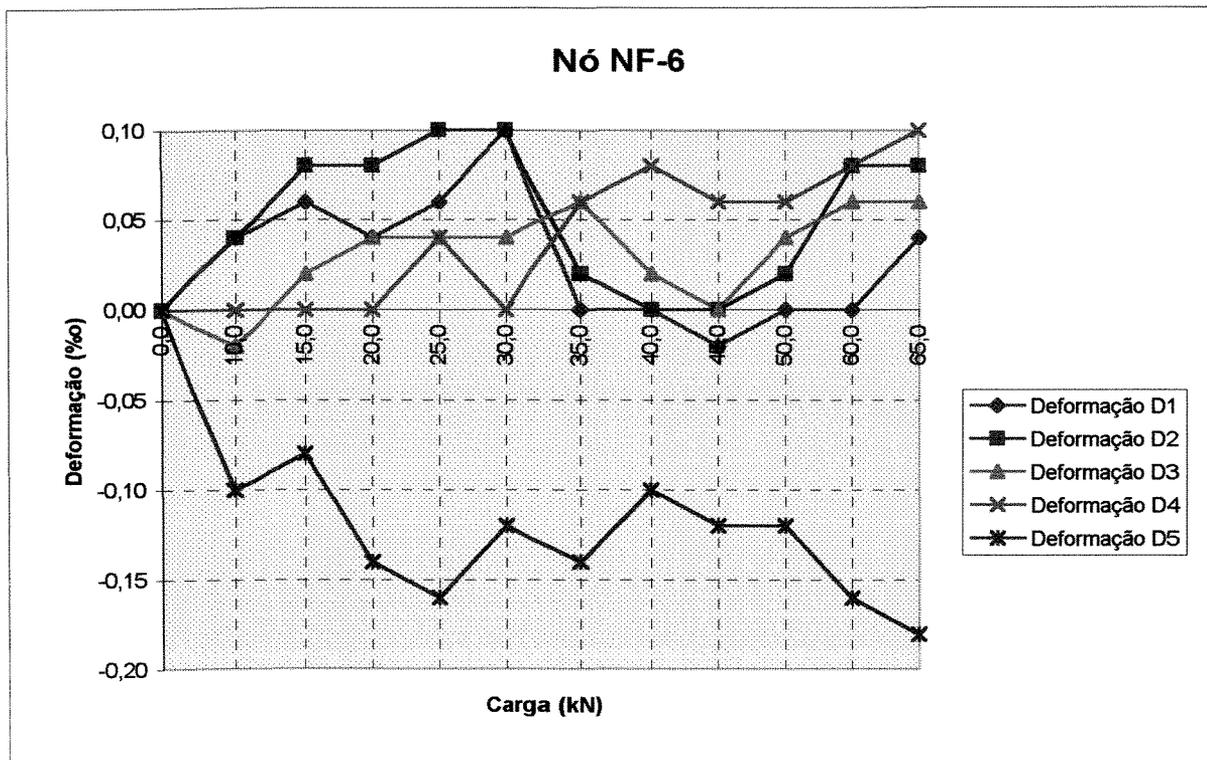


figura 4.100 - Deformações no concreto - Nó NF-6

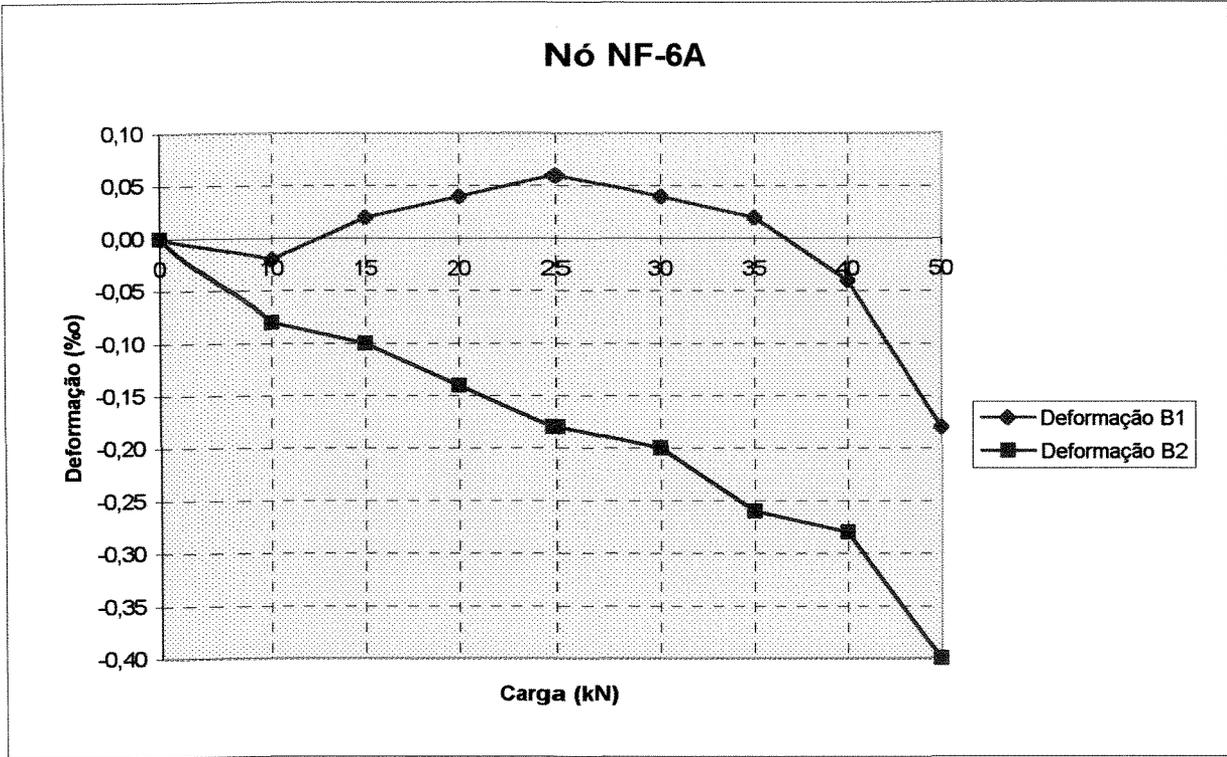


figura 4.101 - Deformações no concreto - Nó NF-6A

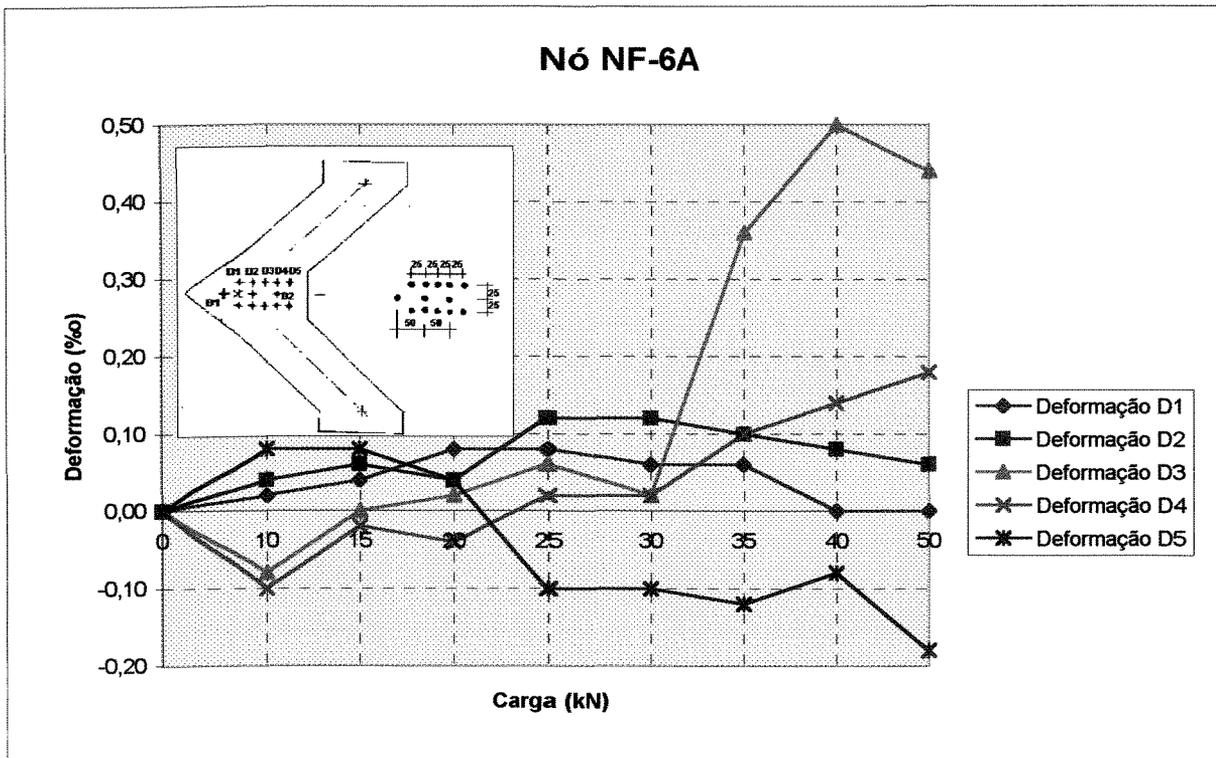


figura 4.102 - Deformações no concreto - Nó NF-6A

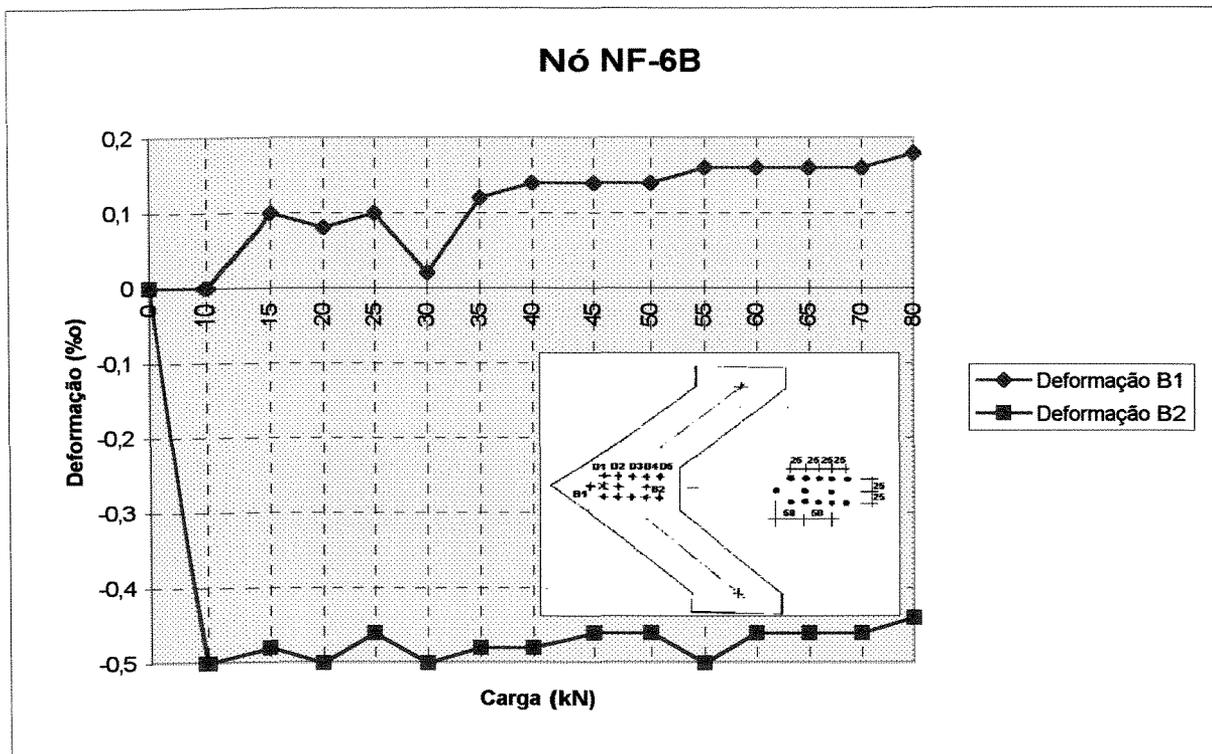


figura 4.103 - Deformações no concreto - Nó NF-6B

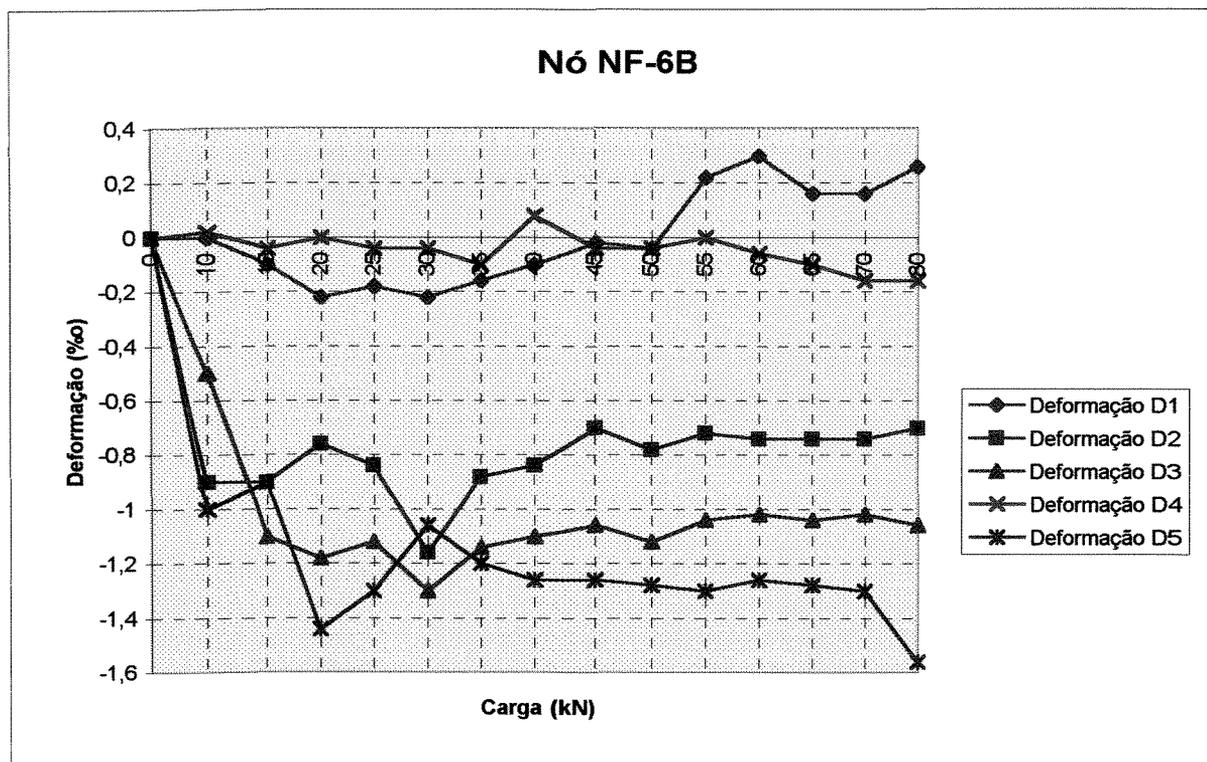


figura 4.104 - Deformações no concreto - Nó NF-6B

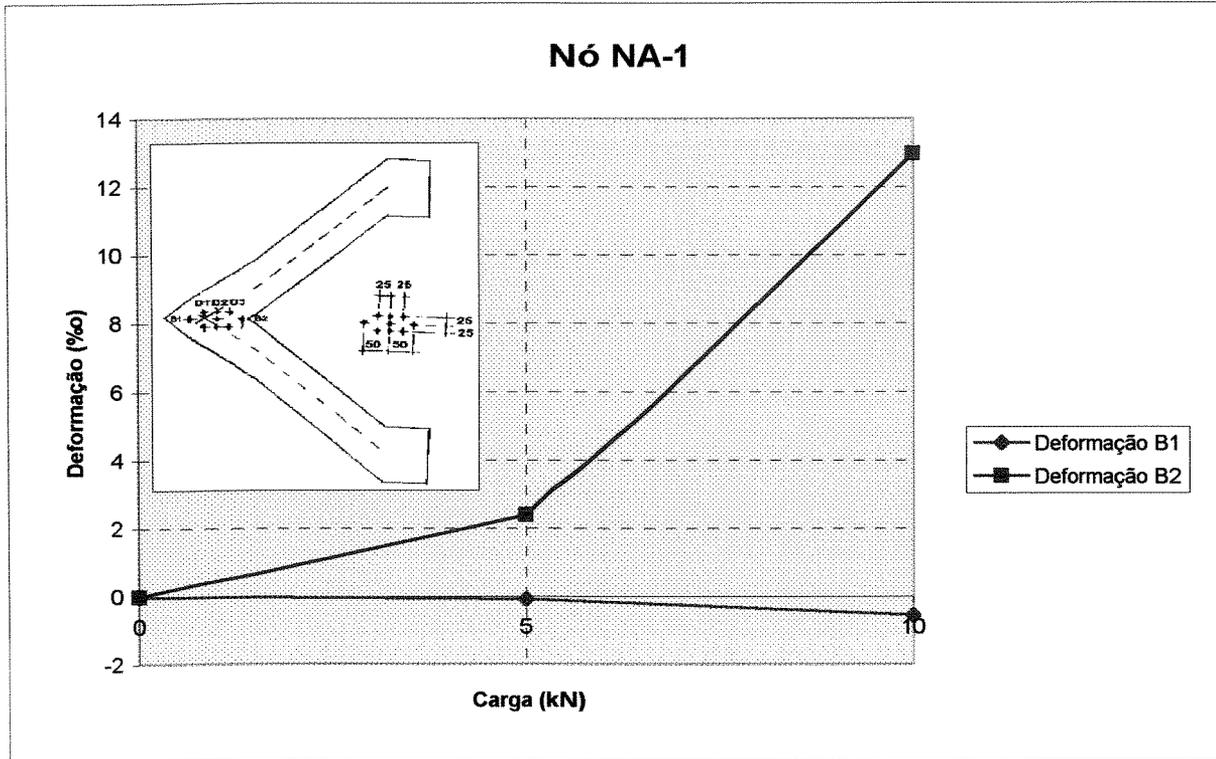


figura 4.105 - Deformações no concreto - Nó NA-1

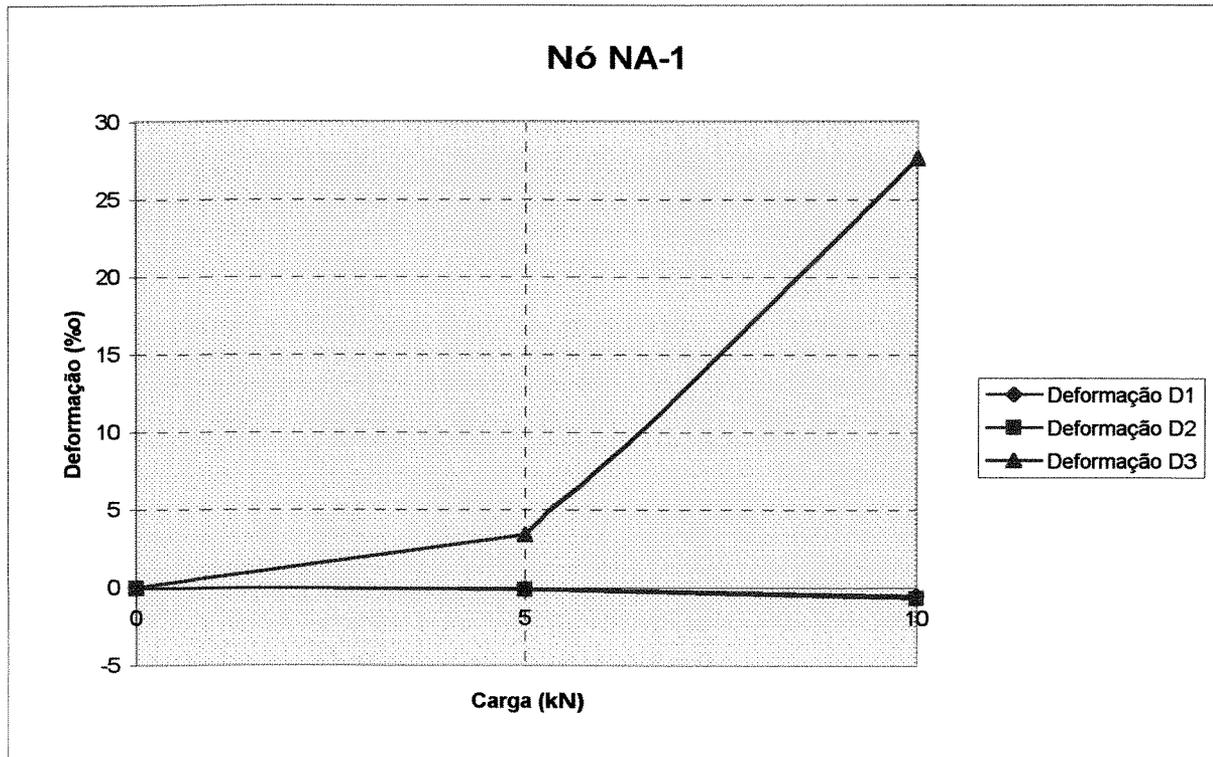


figura 4.106 - Deformações no concreto - Nó NA-1

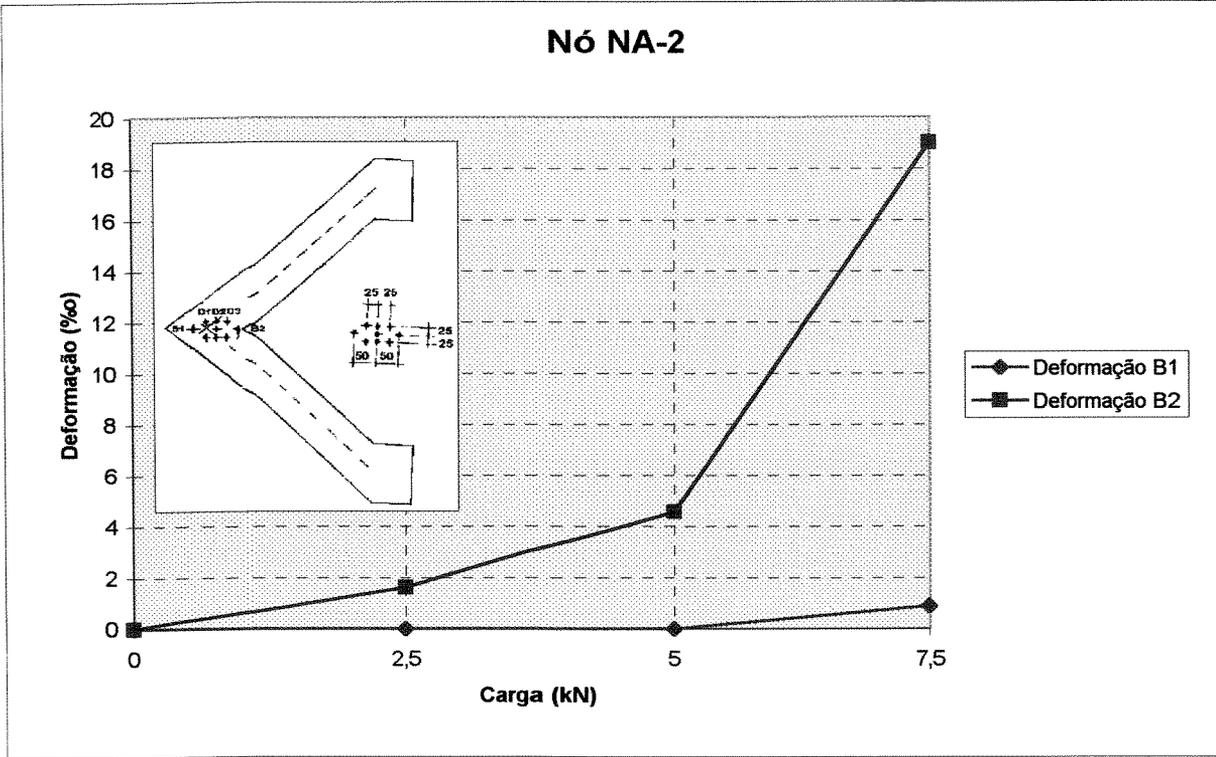


figura 4.107 - Deformações no concreto - Nó NA-2

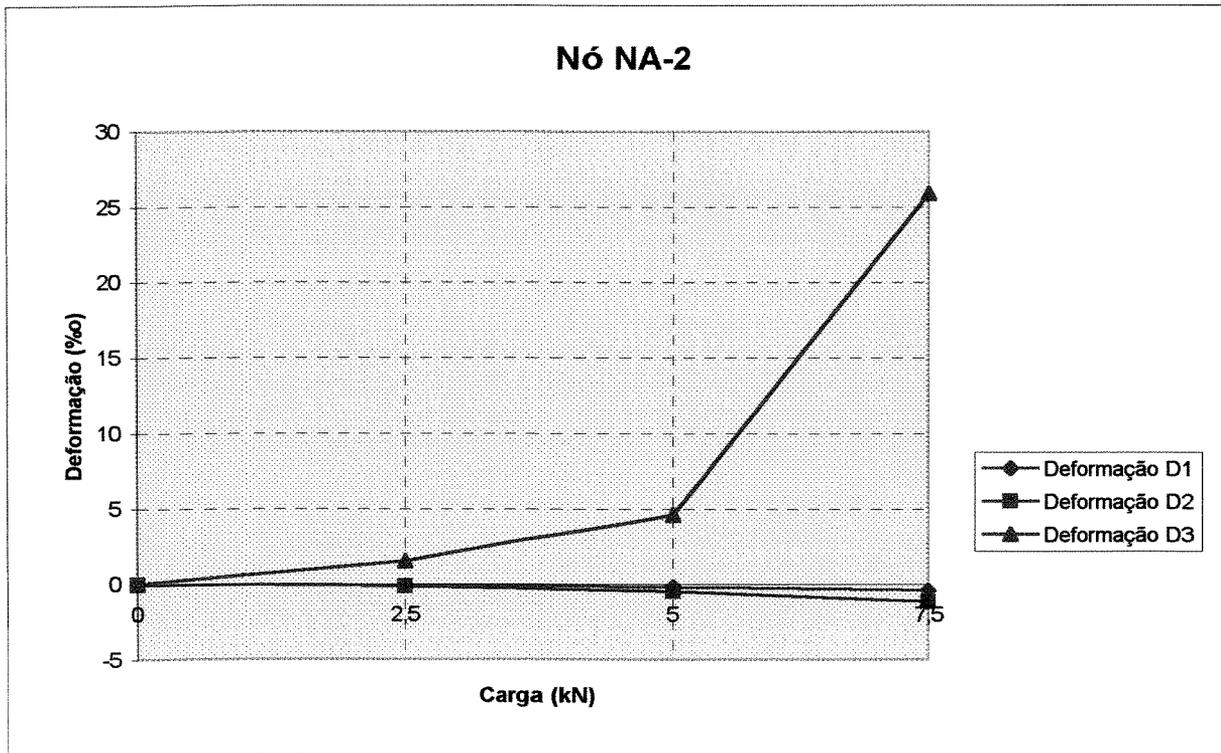


figura 4.108 - Deformações no concreto - Nó NA-2

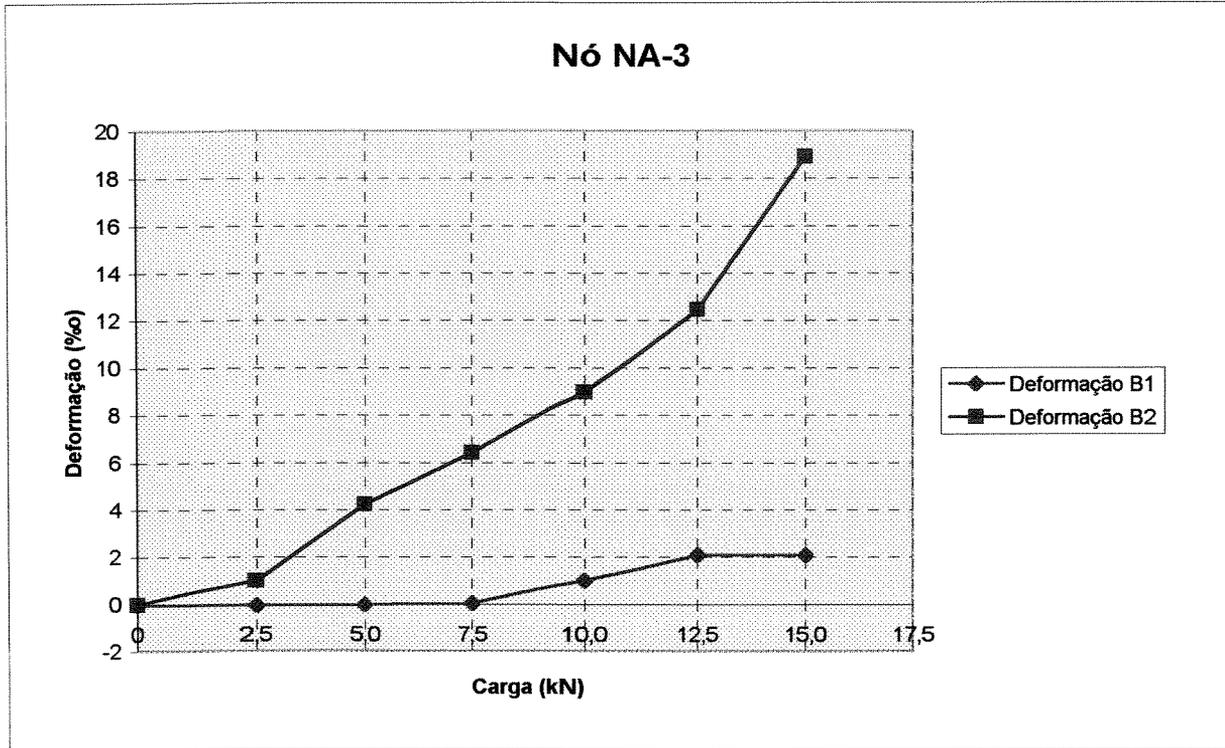


figura 4.109 - Deformações no concreto - Nó NA-3

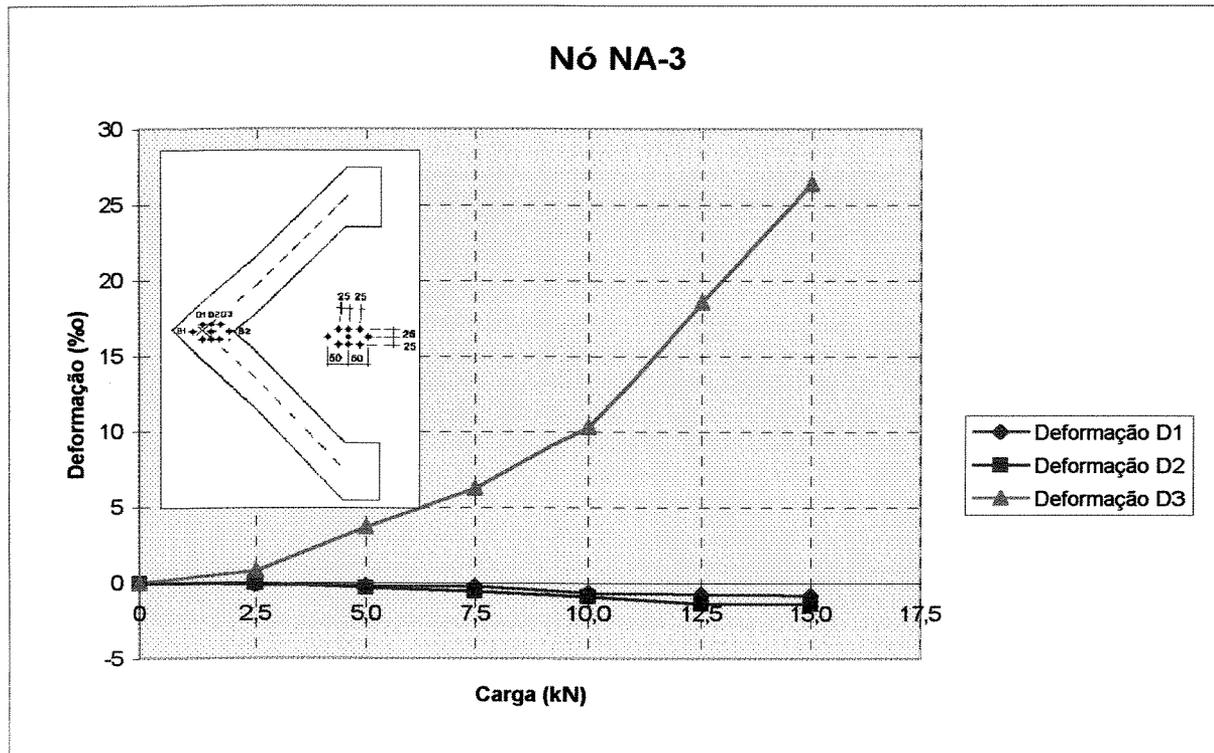


figura 4.110 - Deformações no concreto - Nó NA-3

CAPÍTULO 5

ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo o objetivo principal é discutir os resultados dos ensaios realizados.

Nos primeiros ensaios dos nós sob flexão com tração externa acreditava-se que a sua deformação fosse pequena e que a articulação da máquina universal de ensaios fosse acompanhar o deslocamento do nó. Por esta razão os primeiros nós foram ensaiados em contato direto com a máquina.

Observou-se porém que a articulação da máquina não acompanhou completamente o deslocamento do nó no decorrer da aplicação de carga. Houve um afastamento parcial da face do nó em contato com a máquina, e a resultante da carga se aproximou mais do centro do nó, diminuindo o braço de alavanca e conseqüentemente aumentando o valor da carga de ruptura. Por esta razão, os resultados dos primeiros nós ensaiados, ou sejam, NF-1, NF-2 e NF-5 não foram incluídos nesta discussão.

Da mesma forma excluem-se desta discussão os nós NF-6 e NF-6A, que atingiram ruína por cisalhamento.

Após os primeiros ensaios, verificou-se a necessidade de se inserir entre as partes da máquina, ou do macaco, e as extremidades das barras do nó, dispositivos formados por placas e roletes de aço, a fim de definir com clareza os pontos de aplicação da resultante da carga.

Os nós foram calculados à flexão composta para determinação dos valores da força normal e do momento último correspondentes a cada um, conforme a NBR- 6118². Após a realização dos ensaios, foram comparados os valores calculados e experimentais do momento último.

A tabela 5.1 apresenta os valores desses momentos e a eficiência dos nós representada pela relação $M_{u, exp} / M_{u, cal}$. Nesta relação, $M_{u, exp}$ é o valor do momento último obtido experimentalmente e $M_{u, cal}$ é o valor do momento teórico calculado. Na tabela 5.1, as taxas de armadura ρ referem-se à largura e à altura útil da seção

transversal. Neste trabalho a taxa de armadura foi calculada em relação à altura útil, seguindo o mesmo critério encontrado nos trabalhos consultados..

Tabela 5.1 - Valores dos momentos últimos, da eficiência dos nós e das taxas de armadura.

Nó	$M_{u, calc}$ (kN x cm)	$M_{u, exp}$ (kN x cm)	$\frac{M_{u, exp}}{M_{u, calc}}$	ρ %
NF-1B	689,52	884,31	1,29	0,72
NF-2A	929,50	788,71	0,85	0,96
NF-2B	929,50	1.027,71	1,11	0,96
NF-3	689,52	872,36	1,27	0,72
NF-4	929,50	1.135,34	1,22	0,96
NF-5B	1.013,04	1.203,35	1,19	0,96
NF-6B	1.559,76	1.705,54	1,09	1,59
NA-1	426,81	434,87	1,02	0,72
NA-2	539,97	325,95	0,60	0,96
NA-3	904,05	761,02	0,84	1,59

As figuras 5.1 e 5.2 mostram as eficiências dos nós representadas pelas relações $M_{u, exp} / M_{u, calc}$ em função das taxas de armaduras ρ . Praticamente todos os nós sob flexão externa apresentaram resistência adequada, no sentido que a relação $M_{u, exp} / M_{u, calc}$ excede a unidade, o mesmo não aconteceu para os nós sob flexão interna.

Os resultados encontrados nesta pesquisa, confirmam os resultados das investigações experimentais realizadas anteriormente por Nilsson e Losberg²¹ e também por Mayfield et al.¹⁸.

Conforme se observa nas **figuras 5.1 e 5.2**, ao aumentar a taxa de armadura ρ do nó, diminui a sua eficiência. Esta mesma observação foi feita por Nilsson e Losberg²¹ nos seus ensaios, conforme mostra a **figura 2.35**.

Quando $M_{u, \text{exp}} / M_{u, \text{cal}} \geq 1,00$ o nó é no mínimo tão resistente quanto as barras conectadas.

Nesta pesquisa, foram analisados nós em ângulo reto, sem mísula, sob flexão externa com taxa de armadura inferior a $1,2 f_{ctk} / f_{yk}$. Para taxas superiores foram adotadas mísulas a 45° , conforme recomendam Burke e França⁴.

Durante os ensaios observou-se que para os nós que fecham as primeiras fissuras surgiam no início do nó e com o aumento da carga a fissuração propagava por toda a barra. À medida que a ação se aproximava da carga de ruptura, surgiam fissuras inclinadas de cisalhamento. O processo evoluía até atingir a ruína com a ruptura do concreto na parte interna do nó. Para os nós que romperam por cisalhamento, esse final não ocorreu, pois, alguns estribos entraram em escoamento e romperam.

Para os nós que abriam, as primeiras fissuras surgiam no canto interno do nó. Com o aumento da carga, as fissuras se propagavam ao redor do nó, conforme indicam as **figuras 4.28 e 4.29**, confirmando os resultados dos ensaios realizados por Nilsson e Losberg²¹ (ver **figura 2.32**), e outras apareciam no lado tracionado das barras. Quando a carga aplicada se aproximava da carga de ruptura, o encontro das resultantes das tensões de compressão no canto externo do nó, produzia uma outra resultante para fora cujo efeito era o de destacar a parte externa do nó. Já com a armadura no escoamento o nó não aceitava mais carga.

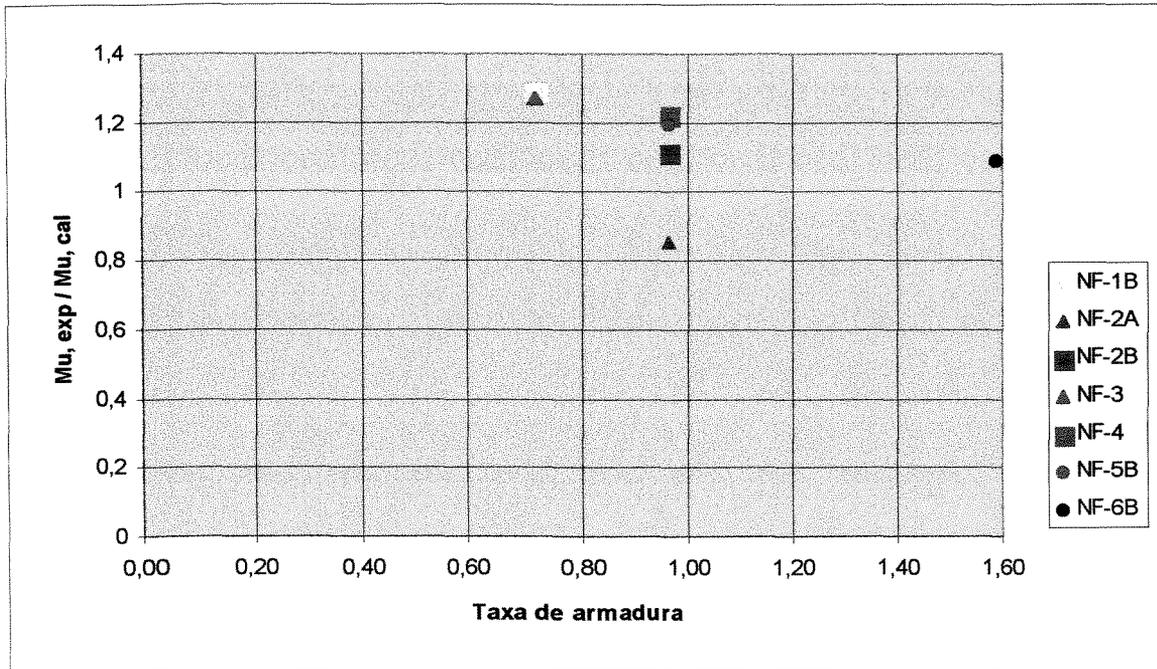


figura 5.1 - Eficiência do nó como função da taxa de armadura, para os nós que fecham

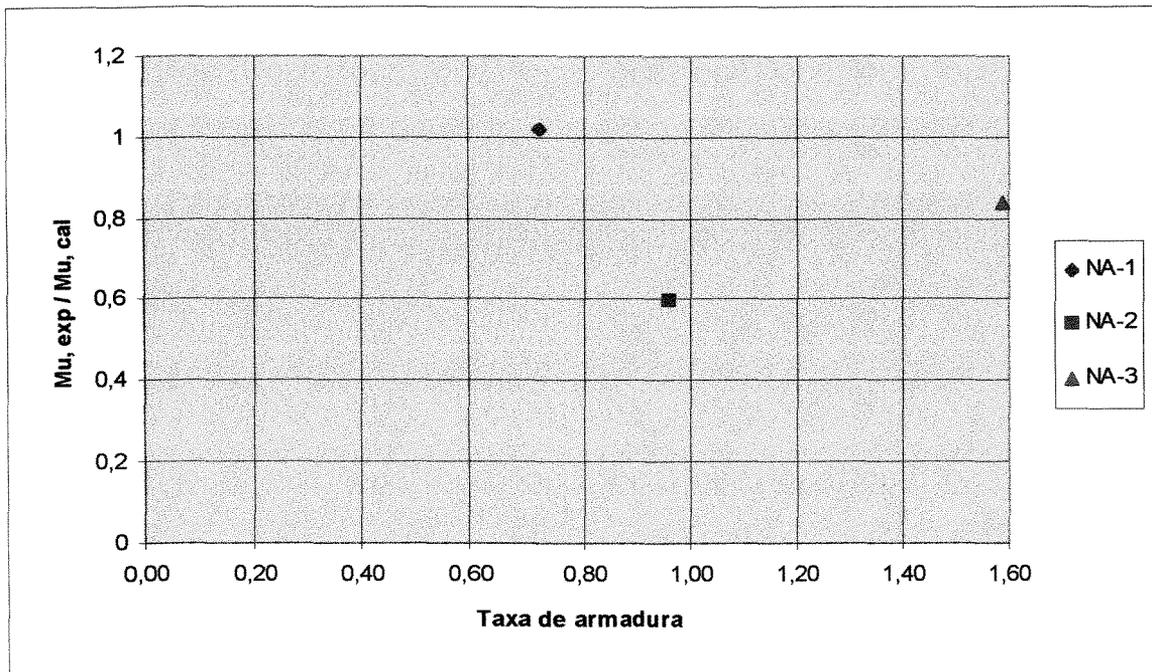


figura 5.2 - Eficiência do nó como função da taxa de armadura, para os nós que abrem

Através dos gráficos das **figuras 5.3 à 5.14**, observam-se os comportamentos das armaduras longitudinais utilizadas para todos os nós ensaiados.

Os nós NF-1B e NF-2B que possuíam armaduras contínuas foram comparados, respectivamente, com os nós NF-3 e NF-4 que possuíam armaduras em alças (ver **figuras 3.10 e 3.11**).

As tensões nas armaduras nas faces tracionadas dos nós evoluíram de modos praticamente iguais, ou seja, seguiam em linhas paralelas. As armaduras em alças permaneciam um pouco mais solicitadas quando comparadas com as armadura contínuas para mesmos valores de cargas (ver **figuras 5.3 e 5.6**).

As armaduras nas faces internas dos nós eram solicitadas por tensões de compressão e após as fissurações, essas tensões diminuíam e as armaduras podiam até serem solicitadas por tensões de tração (ver **figuras 5.4, 5.7 e 5.9**).

Analisando a **figura 5.9**, verifica-se que as barras internas inicialmente eram solicitadas por tensões de compressão e, conforme aumentava a carga, a fissuração evoluía redistribuindo os esforços internos e causando diminuição da tensão nessas barras, por causa da pressão provocada pelas diagonais de concreto que se apoiam na armadura longitudinal.

Conforme mostram os diagramas das tensões nos pontos L0 e L2 dos respectivos nós NF-3 e NF-1B, é possível concluir que até o aparecimento das primeiras fissuras as armaduras eram praticamente solicitadas da mesma forma e as tensões evoluíram em linhas paralelas. Porém, com o aumento da carga observou-se que as armaduras em alças foram menos solicitadas e mantiveram tensões constantes. Esse fato foi devido às ancoragens das armaduras ao longo das alças, enquanto que as armaduras contínuas estavam sob tensões de trações tanto nas barras inferiores do nó como nas barras superiores.

O nó NF-2A foi comparado com o nó NF-2B, a fim de analisar a influência do aumento do diâmetro interno de dobramento (d_b), ver **figuras 5.8 e 5.9**.

A norma NBR 6118² prescreve que o diâmetro interno de curvatura de uma barra curvada (barra da armadura transversal ou em nó de pórtico) não deve ser inferior a $15 \varnothing$ para aço da categoria CA-50 e que o diâmetro interno da curvatura dos ganchos e estribos para barras finas seja pelo menos igual a $5 \varnothing$ para essa mesma categoria de aço.

Nesta pesquisa empregando-se concreto de alta resistência, foram analisados nós em ângulo reto sob flexão externa dotados de armadura tracionada com diâmetros internos de curvaturas iguais a $2,5 \varnothing$ e $4,0 \varnothing$, denominados respectivamente NF-2B e NF-2A (ver **figura 3.10**).

Analisando a **figura 5.8**, verifica-se que as tensões das barras tracionadas com diâmetro interno de curvatura igual a $4,0 \varnothing$ são maiores que as tensões das barras tracionadas com diâmetro interno de curvatura $2,5 \varnothing$.

No caso geral das dobras da armadura, tanto ao longo das vigas quanto em nós de pórticos, os diâmetros de dobramento prescritos já consideram a necessidade de limitações de pressão de contato exercida sobre o concreto, para que não ocorra fendilhamento.

Nos nós ensaiados, não ocorreu fendilhamento mesmo tendo sido adotados valores inferiores aos prescritos. Isso se deve ao fato do concreto de alta resistência ter boa resistência à tração e à compressão.

Os nós NA-1, NA-2 e NA-3 foram comparados com a finalidade de analisar a eficiência da armadura do nó conforme aumenta a taxa de armadura ρ (ver **figuras 5.10 à 5.14**).

Os resultados destes ensaios confirmam aqueles obtidos por Nilsson e Losberg²¹ e por Mayfield¹⁸. Conforme aumenta a taxa de armadura, a eficiência do nó diminui.

O comportamento do nó NA-2 durante o ensaio mostrou-se diferente do previsto. A ruína foi atingida para uma carga menor que a esperada. Esperava-se que o nó NA-2, por ser mais armado que o nó NA-1, atingisse a ruína com uma carga superior à obtida.

Isso pode ser explicado pelo fato que o nó possui duas regiões fracas. A primeira delas é a parte interna, onde as tensões σ_x , indicadas na **figura 2.1**, causam fissuras e tração na armadura. A segunda região é a parte externa do nó, onde as tensões de tração diagonal σ_y provocam uma tração diagonal que tende a destacar a parte externa do nó.

Conforme era aplicada a carga, as resultantes de compressão que se encontram no canto externo do nó, produzem uma outra resultante que destacava essa parte externa, conseqüentemente reduzindo a seção do nó e a sua resistência.

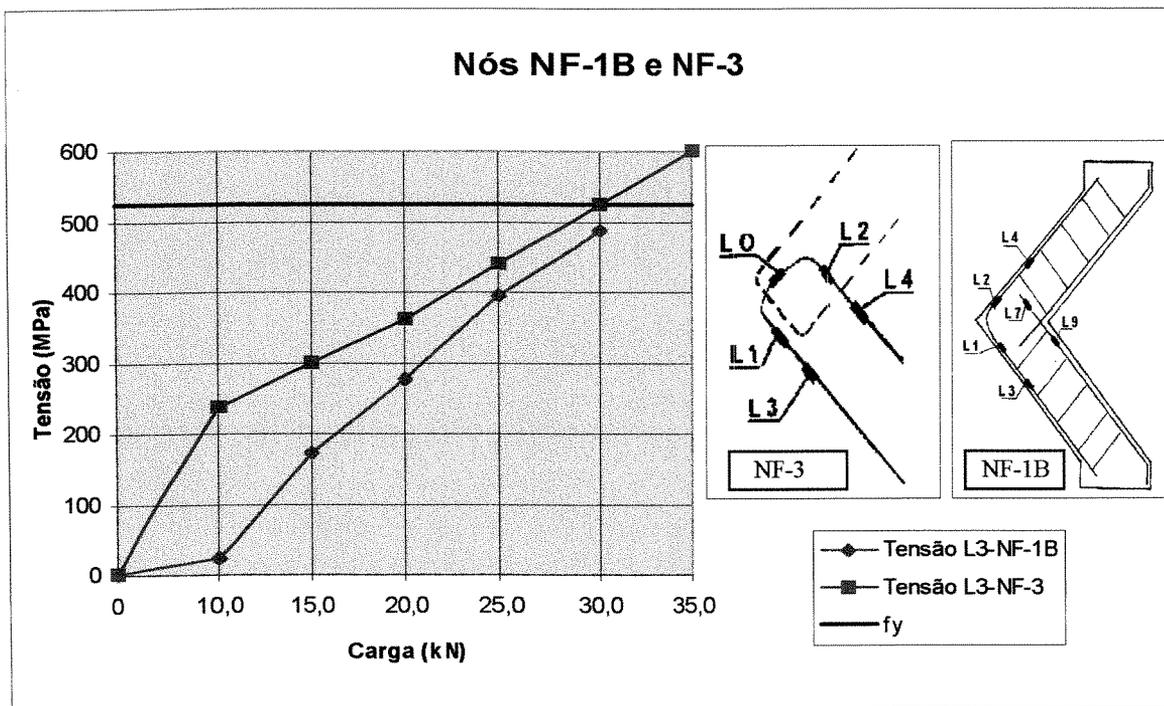


figura 5.3 - Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-1B e NF-3

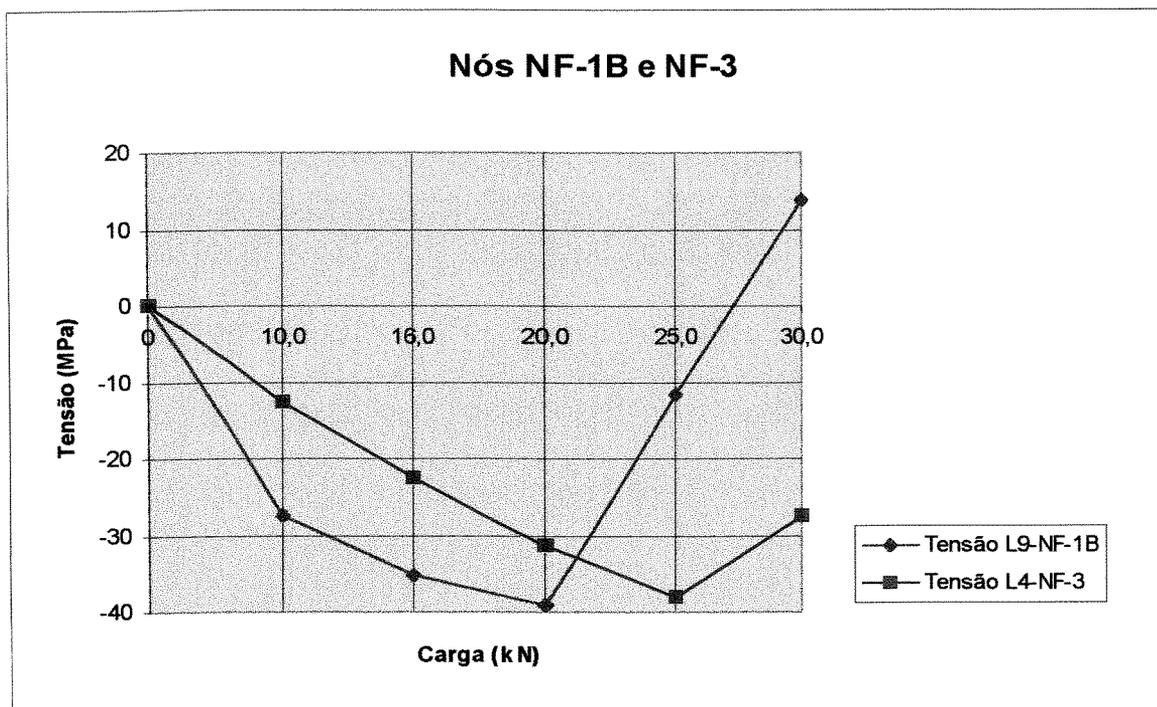


figura 5.4 - Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-1B e NF-3

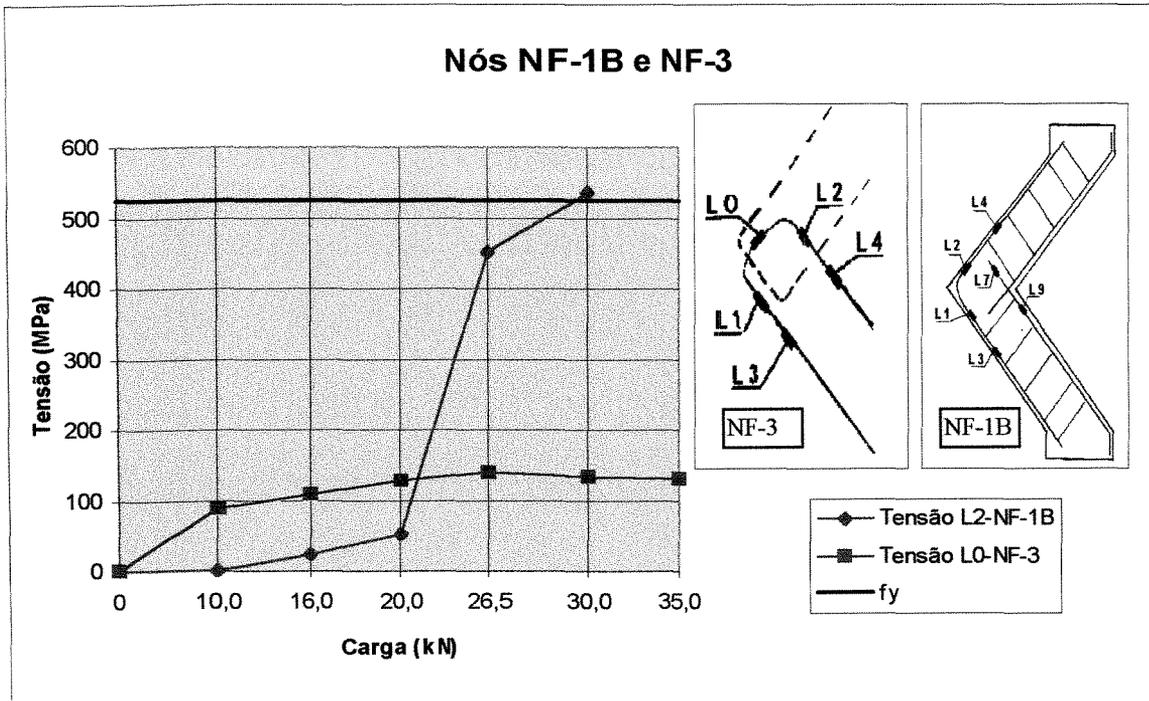


figura 5.5 - Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-1B e NF-3

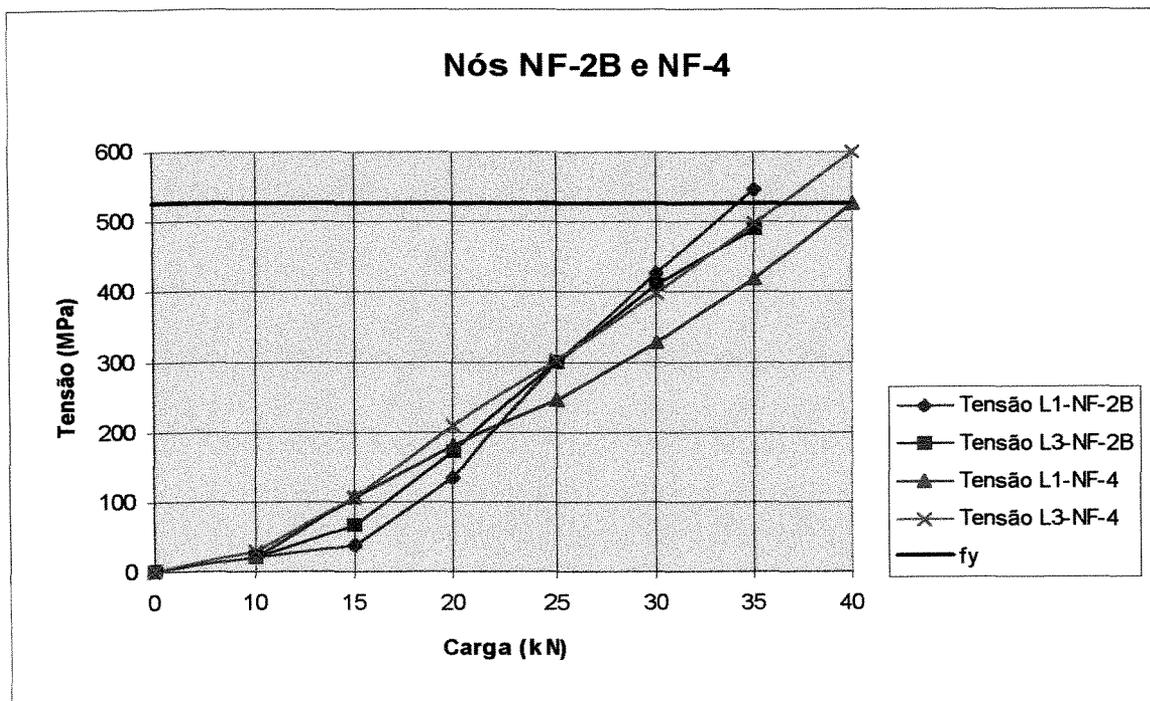


figura 5.6 - Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-2B e NF-4

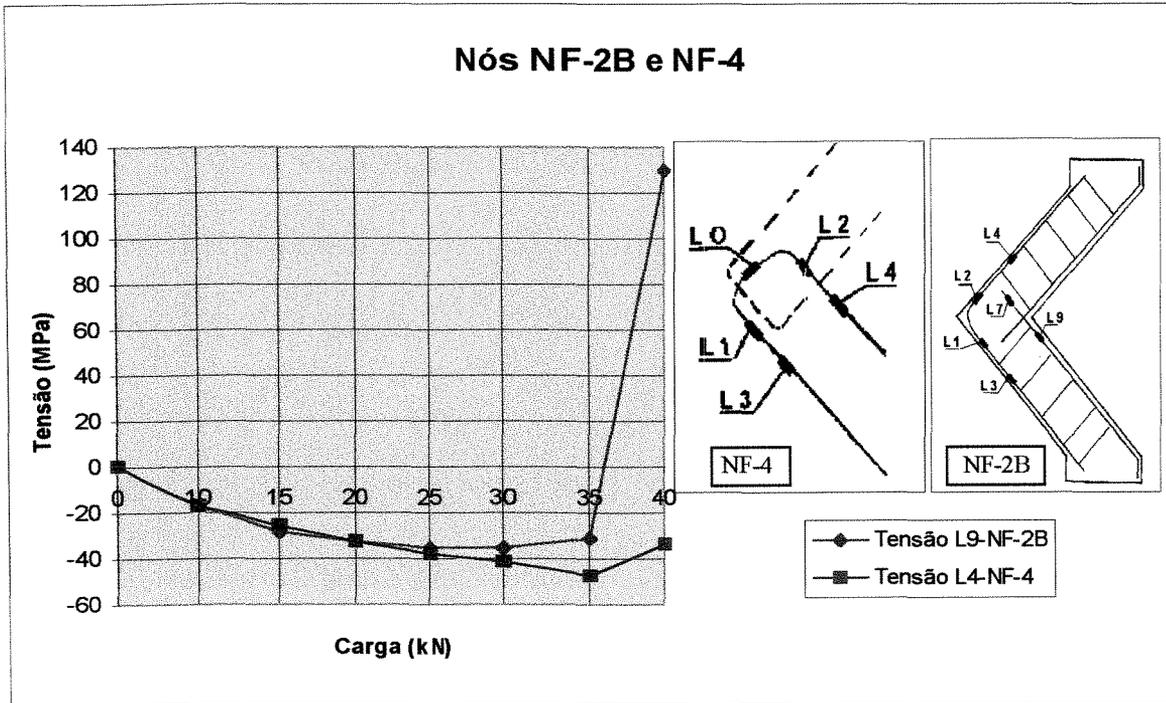


figura 5.7 - Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-2B e NF-4

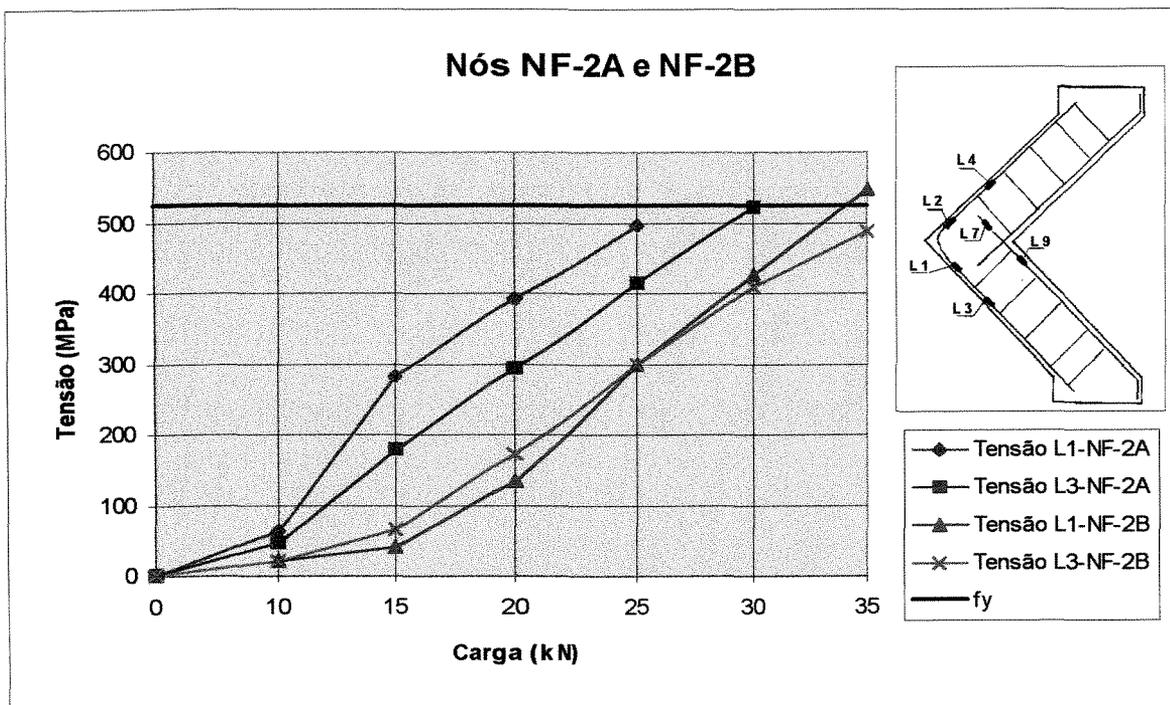


figura 5.8 - Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-2A e NF-2B

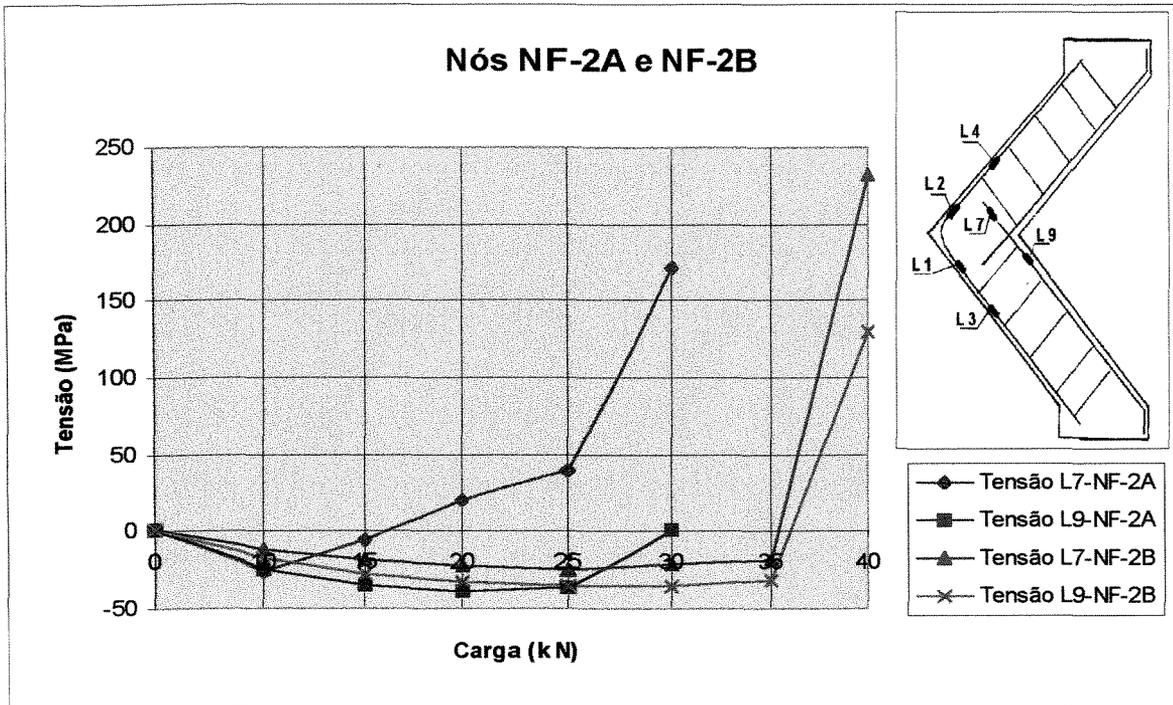


figura 5.9 - Tensões na armadura longitudinal - Nó NF-2A e NF-2B

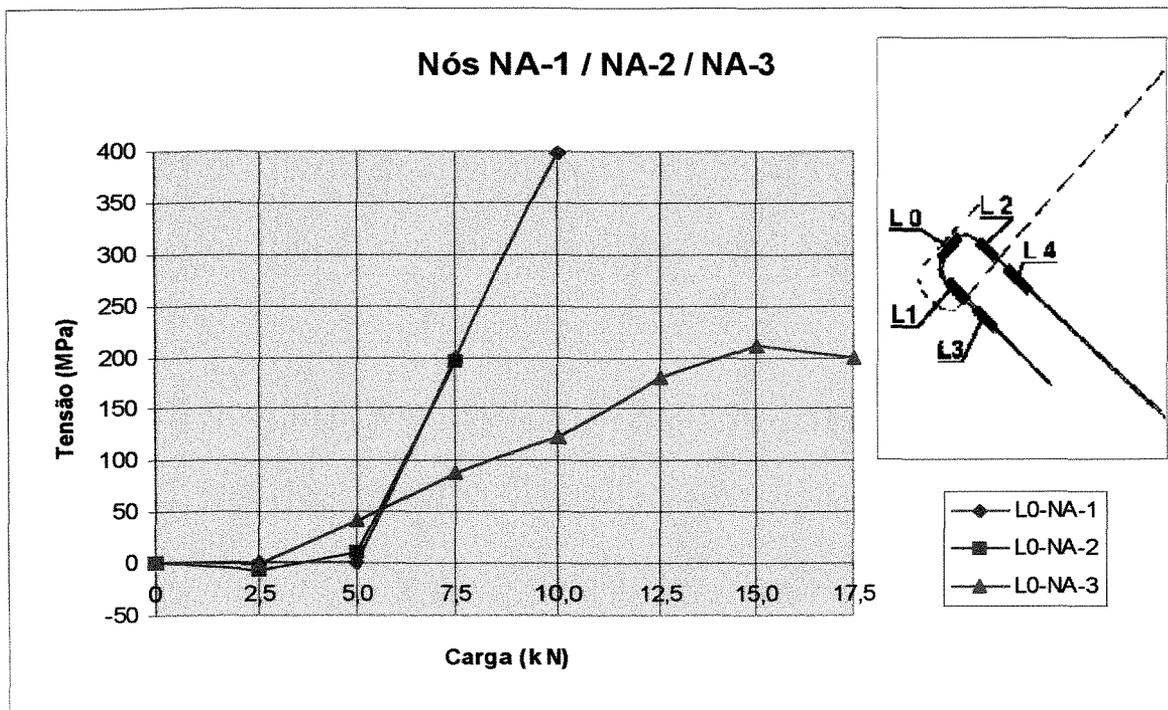


figura 5.10 - Tensões na armadura longitudinal - Nó NA-1, NA-2 e NA-3

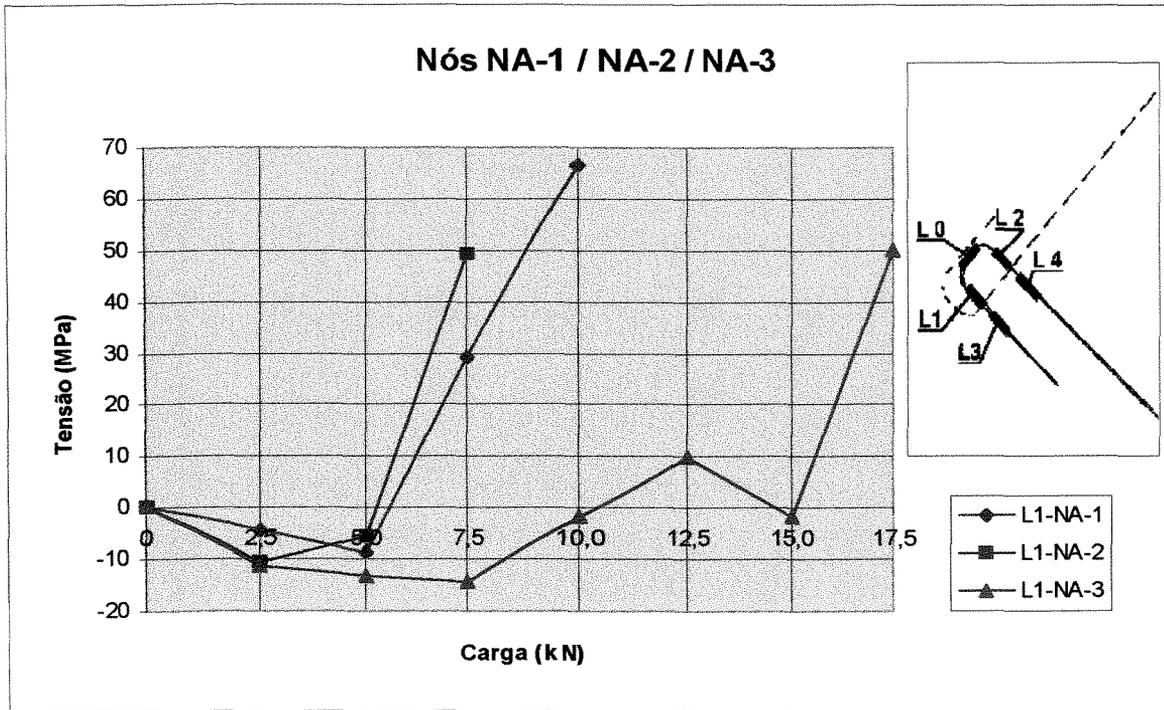


figura 5.11 - Tensões na armadura longitudinal - Nó NA-1, NA-2 e NA-3

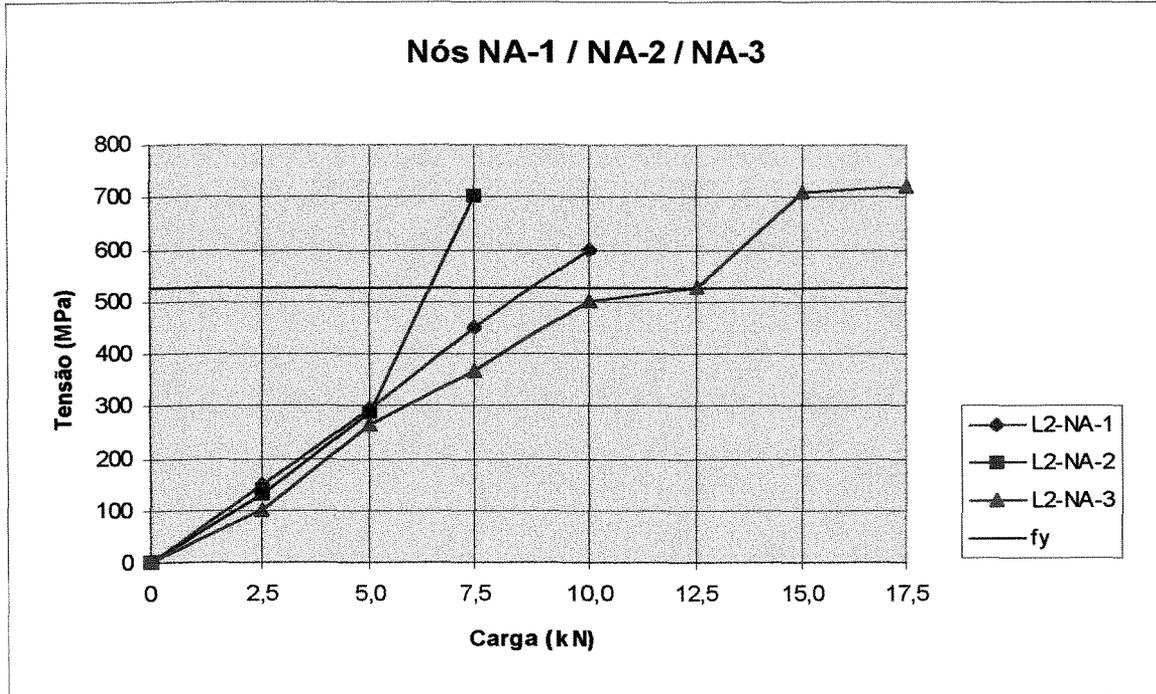


figura 5.12 - Tensões na armadura longitudinal - Nó NA-1, NA-2 e NA-3

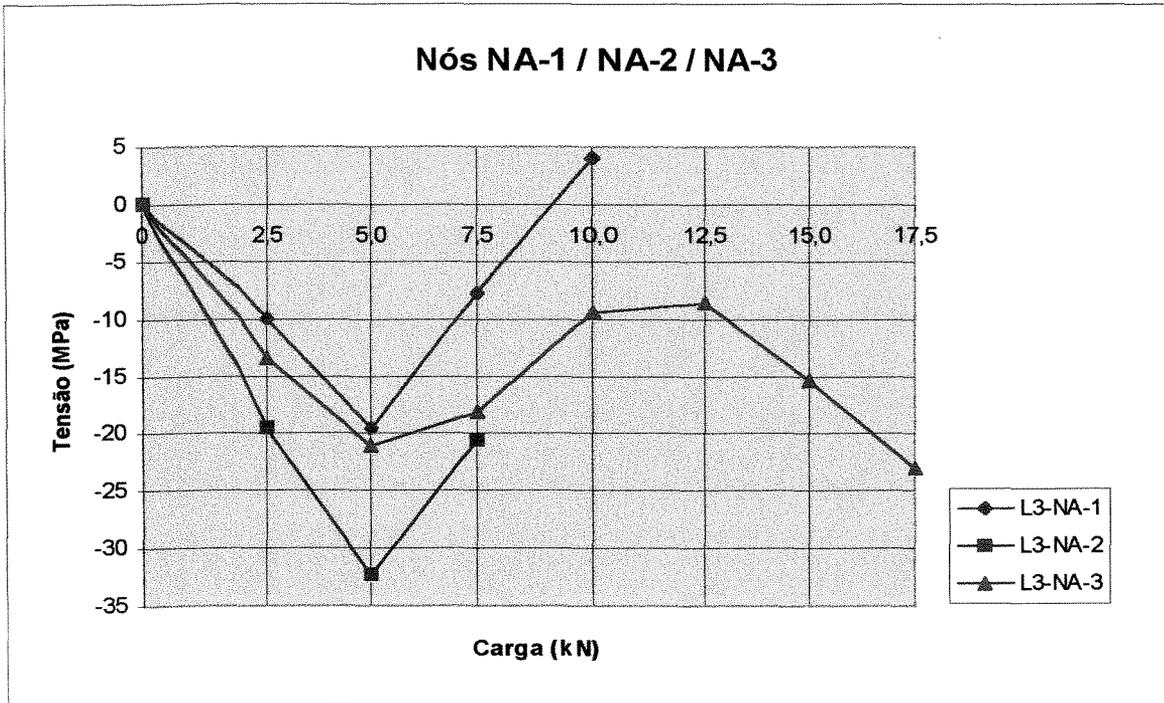


figura 5.13 - Tensões na armadura longitudinal - Nó NA-1, NA-2 e NA-3

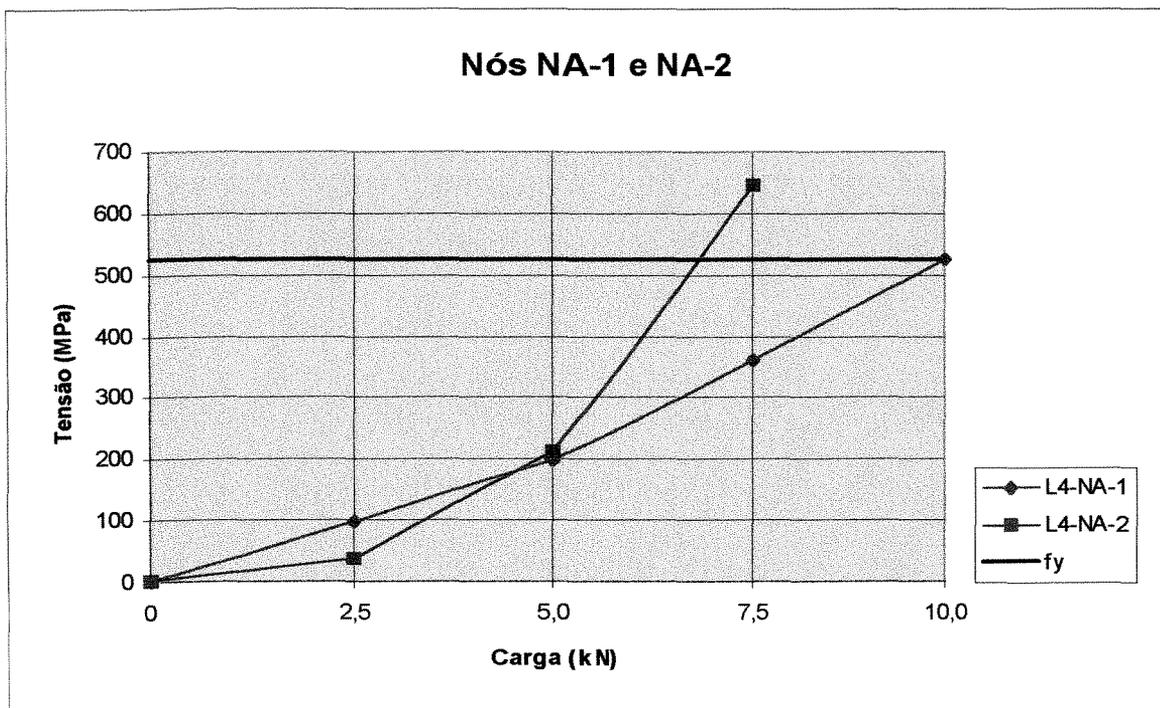


figura 5.14 - Tensões na armadura longitudinal - Nó NA-1 e NA-2

Através dos extensômetros instalados na alça da armadura tracionada, foi possível verificar o seu comportamento, como mostram as **figuras 5.15 e 5.16**, para os nós NF-3 e NF-4, respectivamente.

Observou-se que as ancoragens das barras se iniciaram logo após a entrada do nó. As tensões de trações diminuíram da posição L3 até L1 e, mais acentuadamente, de L1 até L0. Até L0 as barras ainda faziam parte das armaduras do nó. De L0 até L4 as ancoragens se completaram.

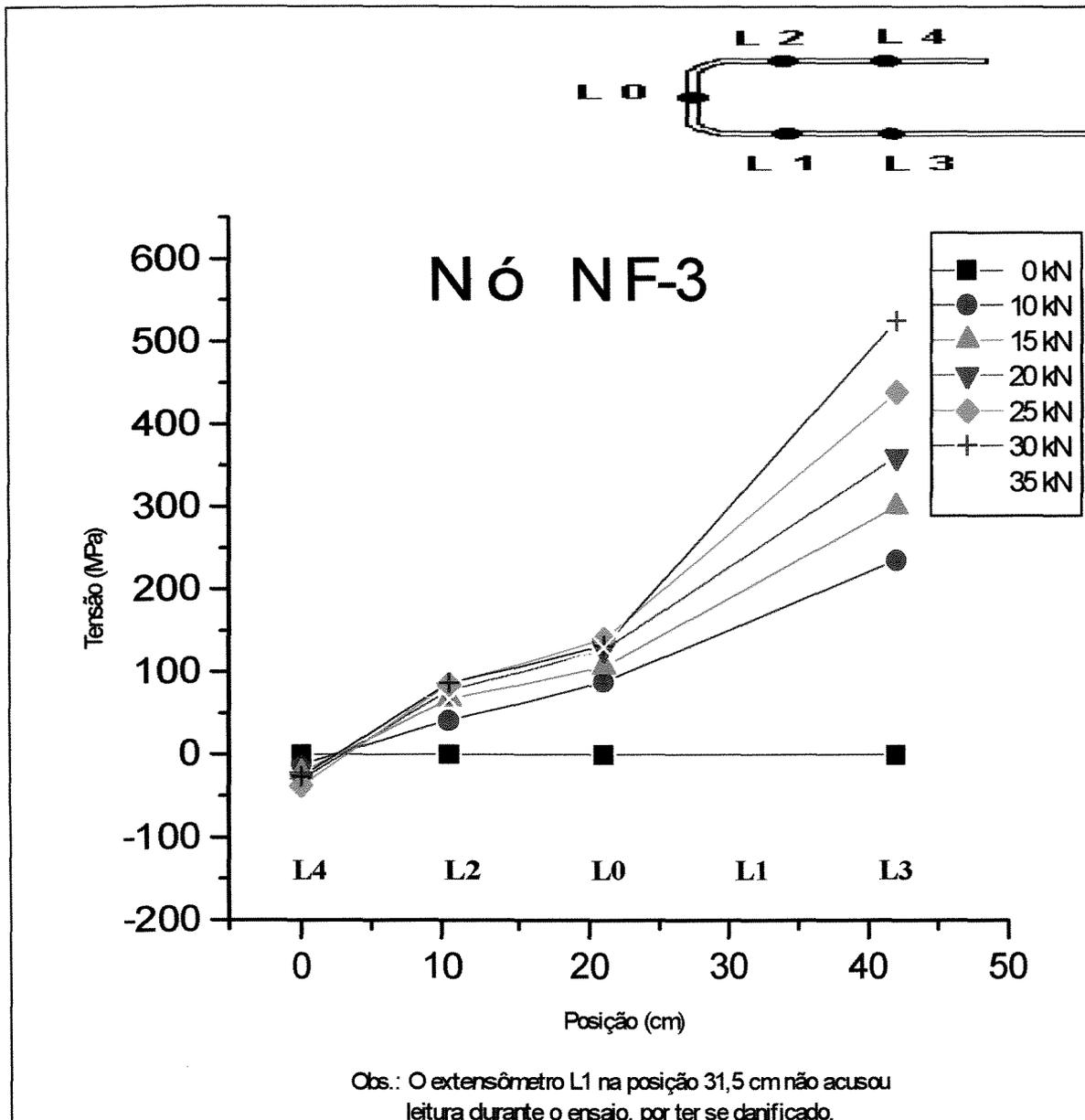


figura 5.15 - Andamento das tensões ao longo da armadura em alça do nó NF-3

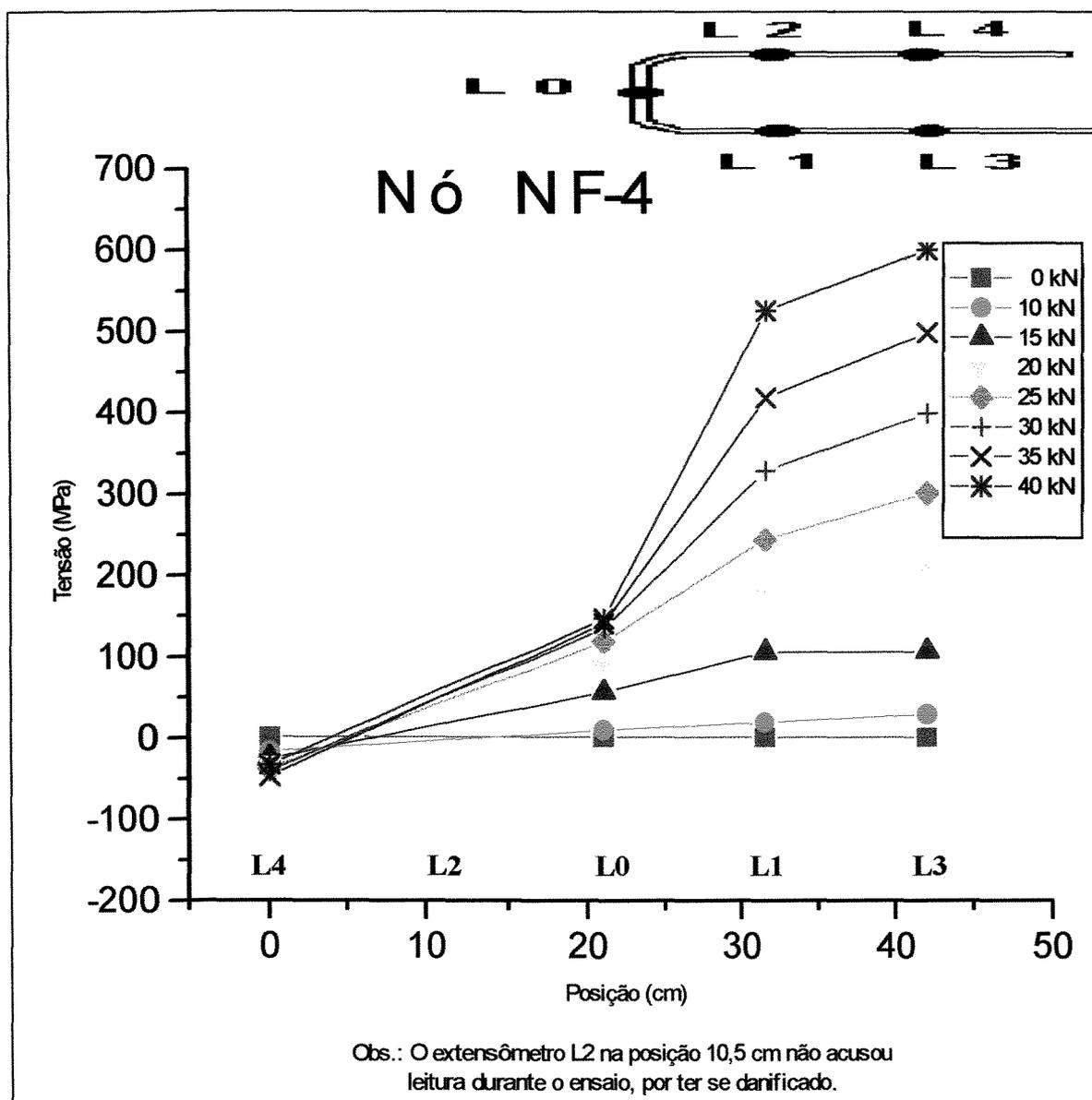


figura 5.16 - Andamento das tensões ao longo da armadura em alça do nó NF-4

CONCLUSÕES

Encerrando este trabalho, podem ser resumidas algumas observações importantes sobre o comportamento dos nós desta investigação.

Os resultados desta pesquisa confirmam aqueles obtidos por Nilsson e Losberg²¹ e por Mayfield et al.¹⁸, em investigações experimentais realizadas anteriormente.

Os nós sob flexão interna mostraram menor eficiência que os nós sob flexão externa. Essa eficiência foi observada pela relação $M_{u, exp} / M_{u, cal}$, onde $M_{u, exp}$ é o valor do momento último obtido experimentalmente e $M_{u, cal}$ é o valor do momento teórico calculado. Quando $M_{u, exp} / M_{u, cal} \geq 1,00$, o nó, é no mínimo, tão resistente quanto as barras conectadas.

Quanto aos nós que fecham, praticamente todos mostraram resistência adequada, no sentido que a relação $M_{u, exp} / M_{u, cal}$ excedia a unidade. Durante os ensaios desses nós, observaram-se que as primeiras fissuras surgiram no início da ligação e com o aumento da carga elas se propagavam por toda a barra. À medida que a carga se aproximava daquele de ruptura, o concreto na parte interna do nó era esmagado.

Quanto aos nós que abrem, a eficiência foi inferior a 1,00. Isso pode ser explicado pelo fato que o nó possui duas regiões fracas. A primeira é a parte interna, onde um pico de tensões, no canto reentrante, origina fissuras e tensões de tração na armadura. A segunda é a parte externa do nó, onde as tensões de tração na direção da bissetriz do ângulo induzem o destacamento da parte externa do nó. Durante os ensaios observaram-se que as primeiras fissuras surgiam no canto interno do nó e depois rodeavam a armadura dentro do nó. Quando a carga aplicada se aproximava da carga de ruptura, as resultantes de compressão que se encontravam no canto externo do nó, produziam outra resultante que tendia a destacar a parte externa do nó.

Conforme o exposto neste trabalho, verificou-se que ao aumentar a taxa de armadura longitudinal do nó, sua eficiência diminuía. Essa conclusão se aplica tanto para os nós sob flexão interna quanto para os nós sob flexão externa.

Outras conclusões que devem ser relatadas são:

- podem-se utilizar tanto a armadura contínua como a armadura em alça para os nós que fecham, pois as mesmas forneceram resistências suficientes aos nós,
- podem-se adotar diâmetros de dobramentos inferiores aos descritos na norma NBR 6118², pois o concreto de alta resistência apresenta boa resistência à tração e a compressão.

Recomendam-se, porém, que outros ensaios sejam feitos à fim de se determinar o diâmetro de dobramento mínimo para o concreto de alta resistência.

BIBLIOGRAFIA:

- 01 - AMARAL, C.K. **Microsílica; aplicações no Brasil**. 29ª REUNIÃO ANUAL DO IBRACON, São Paulo, 20/24 de julho de 1987.
- 02 - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR6118. **Projeto e execução de obras de concreto armado**. Rio de Janeiro: 1978, 76 p.
- 03 - BAUER, L.A.F. **Concreto de elevado desempenho**. Techine - Revista de tecnologia e construção. Nº 19, págs. 29-33, nov/dez 1995
- 04 - BURKE, J.U., FRANÇA. **Cadernos Maubertec-Burke; Caderno N**. São Paulo: 1976.
- 05 - CANOVAS, M.F. **Hormigones de alta resistência**. Cemento Hormigón, v.59 n.658, p. 855-868, set. 1988
- 06 - CARRASQUILLO, R.L., NILSSON, A.H., SLATE, F.O. **Properties of high strength concrete subject to short-term loads**. Journal of the A.C.I., Proceedings v.78, n.3, p.171-178, May-June 1981.
- 07 - CARVAJAL, C.C. **Hormigones de alta resistência**. Cemento Hormigón, V.54 N.590, p. 61-71, 3 ene 1983
- 08 - CIFÚ, S., GODOY, M.A.P. **Dimensionamento de nó de pórtico através de modelo biela e tirante**. In: XXVII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural. Tucumán Argentina, 1995, Memórias, V.2, p.159-170.
- 09 - CORNELL FRACTURE GROUP, **FRANC2D** - Fracture Analysis Code for Two-Dimensional Problems, and **CASCA** - Preprocessor for Two-Dimensional FEM Problems, available from <http://www.cfg.cornell.edu>.

- 10 - FERNANDES, G.B. **Cisalhamento em vigas de concreto de alta resistência.** São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1992. Tese (Doutorado).
- 11- FERRAZ, J.C.F. **O concreto de alta resistência e a estrutura do Museu de Arte de São Paulo.** Assis Chateaubriand. 30ª Reunião Anual do IBRACON. RJ, 08-12 de agosto de 1988.
- 12 - FIP-CEB Working group on high-strength concrete. High Strength concrete-state of the art report. FIP-CEB Bulletin d'Information, Nº 197, août 1990.
- 13 - FRANCO, M. **Concreto de alta resistência.** Techine - Revista de tecnologia e construção. Nº 21, págs 10-11, mar/abril 1996.
- 14 - FUSCO, P.B. **Técnica de armar as estruturas de concreto.** São Paulo: PINI, 1996.
- 15 - JAMES, MARK, and SWENSON, DANIEL, "FRANC2DL: A Crack Propagation Simulator for Plane Layered Structures," available from: <http://www.engg.ksu.edu/~franc2d/>.
- 16 - KEMP, E.L, MUKHERJEE. **Inelastic behaviour of concrete knee joints.** The Consulting Engineer. Vol.32, Nº 10, October, 1968, pp 44-48, London UK.
- 17 - LEONHARDT, F., MÖNNIG, E. **Construções de concreto.** Rio de Janeiro: Editora Interciência Ltda, 1978. 3º Volume.
- 18 - MAYFIELD, B., KONG, F.K., BENNISON, A., DAVIES, J.C.D.T. **Corner joint details in structural light weight concrete.** Journal ACI, Vol.68, Nº 5, May 1971, págs 366-372.
- 19 - NILSON, A.H. **Concreto de alta resistência-desempenho como material e comportamento estrutural,** 30ª Reunião Anual do IBRACON. RJ, 08-12 de agosto de 1988.

- 20 - NILSSON, I.H.E. **Reinforced concrete corners and joints subjected to bending moment.** Document D7:1973. National Swedish Building Research. Stockholm. 1973.
- 21 - NILSSON, I.H.E., LOSBERG, A. **Reinforced concrete corners and joints subjected to bending moment.** Journal of the structural division. ST6, Vol 102, págs 1229 - 1253, June, 1976.
- 22 - PARK, R., PAULEY, T. **Reinforced concrete structures.** New York: John Wiley & Sons, 1975, págs 716-758.
- 23 - PAULON, V.A. **O efeito de adições na obtenção de concretos de alta resistência.** São Paulo, 15p. Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Campinas. 1994.
- 24 - PRICE, W.H. **Factors influencing concrete strength.** Journal of the ACI, Proceedings V.47, N.6, p.417-432, feb. 1951.
- 25 - SCHÄFER, K. **Consistent design of structural concrete using strut-and-tie model.** In: 5º Coloquio sobre Comportamento e Projeto de Estruturas. Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro, agosto, 1988.
- 26 - SCHLAICH, J., SCHÄFFER, K., JENNEWEIN, M. **Toward a consistent design of structural concrete.** PCI Journal, vol.32, nº 3, págs 74-150, may-june 1987.
- 27 - SWANN, R.A. **Flexural strenght of corners of reinforced concrete portal frames.** Technical Report, TRA 434, Cement and concrete association, London, November, 1969, 14pp, apud Park, R., Pauley, T. Reinforced concrete structures. New York: John Wiley & Sons, 1975, págs 716-758.