

ARRANJOS DE ARMADURAS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

ELIANE FIORIN

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do Título de Mestre em Engenharia de Estruturas.

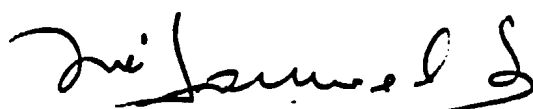
ORIENTADOR: José Samuel Giongo

São Carlos
1998

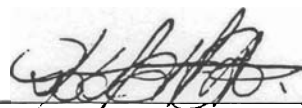
FOLHA DE APROVAÇÃO

Candidata: Engenheira ELIANE FIORIN

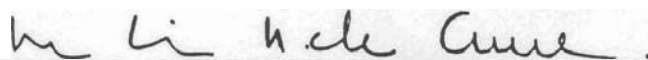
Dissertação defendida e aprovada em 18-03-1998
pela Comissão Julgadora:



Prof. Doutor **JOSÉ SAMUEL GIONGO (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo)



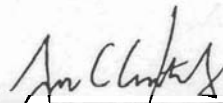
Prof. Doutor **ROBERTO CHUST CARVALHO**
(Universidade Federal de São Carlos - Universidade de São Paulo)



Prof. Doutora **ANA LÚCIA HOMCE DE CRESCER EL DEBS**
(Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo)



Prof. Titular **CARLITO CALIL JUNIOR**
Coordenador da Área de Engenharia de Estruturas



JOSÉ CARLOS A. CINTRA
Presidente da Comissão de Pós-Graduação da EESC

Aos meus pais, Milton e Durvalina,
minha eterna gratidão.

À Guilherme Baccin,
pelo carinho, incentivo e compreensão.

AGRADECIMENTOS

A DEUS, por me conceder tantas oportunidades.

Ao professor José Samuel Giongo, pela competente orientação, disponibilidade e apoio durante a elaboração deste trabalho.

Ao professor Walter Abrahão Nimir, a quem agradeço o incentivo e a colaboração para o meu ingresso no programa de mestrado da EESC - USP.

Ao professor Roberto Chust de Carvalho, pela amizade e sugestões sempre oportunas.

Ao professor Toshiaki Takeya, pelo material bibliográfico concedido.

À Sylvia Helena M. Villani, pela elaboração dos desenhos.

À Maria Nadir Minatel, pela constante dedicação.

À Rosy A. J. Rodrigues, secretária da pós - graduação do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC - USP, pela dedicação e eficiência.

Ao Engenheiro Ygor Dias da Costa Junior, pelos desenhos concedidos.

Ao Engenheiro José Fernão de Almeida Prado, pelos auxílio no uso do programa elaborado pela TQS Informática Ltda.

À Regiane A. P. Ragi, Eliane A. C. Araújo e José Alves Lima Júnior pelo incentivo.

Aos amigos, professores e funcionários do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC - USP.

Ao CNPq, pelo apoio financeiro que possibilitou a realização deste trabalho.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	i
LISTA DE TABELAS.....	ix
RESUMO.....	x
<i>ABSTRACT</i>	xi
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1 OBJETIVO.....	1
1.2 JUSTIFICATIVA.....	1
1.3 APRESENTAÇÃO.....	2
1.4 PROJETO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS.....	3
1.5 CRITÉRIOS ADOTADOS.....	5
2. LAJES MACIÇAS.....	7
2.1 GENERALIDADES.....	7
2.2 AÇÕES.....	8
2.3 ESFORÇOS SOLICITANTES.....	11
2.3.1 Vão teórico.....	11
2.3.2 Espessura da laje.....	12
2.3.3 Esforços solicitantes.....	13
2.4 DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS LONGITUDINAIS.....	14
2.4.1 Especificações para as armaduras.....	17
2.5 DETALHAMENTO DAS ARMADURAS.....	20
2.5.1 Armadura posicionada junto a face inferior da laje.....	20
2.5.2 Armadura posicionada junto a face superior da laje.....	29
2.5.3 Armadura de cisalhamento devido a força cortante.....	35
2.5.4 Armadura de canto.....	37
2.6 DETALHAMENTO DE LAJES COM TELA SOLDADA.....	44

2.7	ABERTURAS EM LAJES RETANGULARES APOIADAS EM DUAS DIREÇÕES.....	46
2.8	LAJES CIRCULARES.....	49
2.9	LAJE NERVURADA.....	50
2.9.1	Verificação dos deslocamentos em lajes nervuradas.....	56
2.9.2	Lajes nervuradas em mais de uma direção.....	57
3.	VIGAS.....	58
3.1	GENERALIDADES.....	58
3.2	ESFORÇOS SOLICITANTES.....	59
3.2.1	Vão teórico.....	59
3.2.2	Espessura das vigas.....	59
3.2.3	Esforços solicitantes.....	60
3.3	DETERMINAÇÃO DA ARMADURA LONGITUDINAL.....	60
3.4	DETERMINAÇÃO DA ARMADURA TRANSVERSAL.....	61
3.5	DETERMINAÇÃO DA ARMADURA DE TORÇÃO.....	66
3.6	DETALHAMENTO DAS ARMADURAS.....	69
3.6.1	Armadura de cisalhamento.....	69
3.6.2	Especificações gerais para armadura de cisalhamento.....	76
3.6.3	Armadura logitudinal.....	77
3.6.4	Especificações para a armadura longitudinal.....	79
3.6.4.1	Armadura longitudinal de pele.....	80
3.6.5	Armadura para efeito de torção.....	83
3.6.6	Armadura de confinamento.....	84
3.6.7	Detalhe de armadura para viga T.....	87
3.7	VIGAS COM ABERTURAS.....	90
4.	PILARES.....	100
4.1	GENERALIDADES.....	100
4.2	ESPECIFICAÇÕES.....	101
4.2.1	Dimensões mínimas.....	101

4.2.2	Armadura longitudinal e transversal	102
4.3	DETALHAMENTO DAS ARMADURAS	106
4.3.1	Emendas por traspasse de barras comprimidas.....	107
4.3.2	Detalhamento de estribos	112
4.3.3	Detalhamento da armadura longitudinal.....	114
5.	ANCORAGEM.....	116
5.1	COMPRIMENTO DE ANCORAGEM.....	116
5.2	ANCORAGEM DE ARMADURA DE VIGAS	120
5.2.1	Ancoragem de armaduras prolongadas nos apoios extremos de vigas ...	121
5.2.2	Ancoragem de armadura de vigas nos apoios internos	123
5.2.3	Ancoragem de telas soldadas.....	123
5.3	EMENDA POR TRASPASSE.....	128
5.3.1	Emendas tracionadas.....	130
5.3.2	Emendas comprimidas.....	133
5.3.3	Emendas de telas soldadas	133
6.	LIGAÇÕES.....	137
6.1	NÓS DE PÓRTICOS	137
6.1.1	Ligação viga de cobertura - pilar extremo (momento fletor tracionando as fibras internas).....	138
6.1.2	Ligação viga de cobertura - pilar externo (momento fletor tracionando as ibras externas).....	139
6.1.3	Ligação viga intermediária - pilar extremo.....	144
6.1.4	Ligação viga de cobertura - pilar intermediário	150
6.1.5	Ligação viga intermediária - pilar intermediário	150
6.2	APOIO INDIRETO DE VIGAS.....	151
6.3	CONGESTIONAMENTO DE ARMADURAS	156
7.	EXEMPLO.....	159
7.1	APRESENTAÇÃO.....	159
7.2	PROJETO SEM AUXÍLIO COMPUTACIONAL	167
7.2.1	Dimensionamento e detalhamento das lajes do pavimento tipo.....	168

7.2.2	Determinação dos esforços solicitantes, dimensionamento e detalhamento de vigas do pavimento tipo.....	180
7.2.3	Dimensionamento e detalhamento dos pilares.....	197
7.3	USO DO PROGRAMA TQS.....	213
7.4	DETALHAMENTO APRESENTADO PELO TQS.....	214
7.4.1	Detalhamento de laje.....	214
7.4.2	Detalhamento de viga.....	219
7.4.2.1	Comparação entre os esforços obtidos nas vigas devido aos diversos processos de cálculo adotados.....	220
7.4.3	Detalhamento de pilares.....	237
8.	CONCLUSÃO.....	241
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	244

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1 - Distribuição de ações no plano médio da laje	9
FIGURA 2.2 - Vão teórico em laje	12
FIGURA 2.3 - Comprimento das barras longitudinais para vãos isolados	22
FIGURA 2.4 - Comprimento das barras longitudinais para vão central	22
FIGURA 2.5 - Comprimento das barras longitudinais para vão extremo de laje contínua	23
FIGURA 2.6 - Distribuição de armaduras escalonadas	24
FIGURA 2.7 - Detalhes de armaduras com barras dobradas para lajes contínuas	25
FIGURA 2.8 - Arranjo de armadura junto ao apoio	26
FIGURA 2.9 - Arranjos de armaduras possíveis para lajes contínuas	26
FIGURA 2.10 - Distribuição de armaduras, com espaçamento variável entre as barras	27
FIGURA 2.11 - Detalhe de armadura de engastamento	28
FIGURA 2.12 - Detalhe de armadura de engastamento, segundo Texto Base para Revisão da NB I/78 (1997)	29
FIGURA 2.13 - Cruzamento de armaduras negativas	30
FIGURA 2.14 - Arranjos de armaduras negativas segundo indicações de LEONHARDT (1978) & FUSCO (1994)	31
FIGURA 2.15 - Distribuição de armaduras negativas segundo o diagrama de momentos deslocados	33
FIGURA 2.16 - Detalhe de armadura negativa no caso de apoios paralelos à direção do vão	35
FIGURA 2.17 - Arranjo de armadura para solicitação de cisalhamento moderada	36

FIGURA 2.18 - Armadura de canto segundo NBR 6118 (1978)	39
FIGURA 2.19 - Disposição de armadura de canto	40
FIGURA 2.20 - Armadura adicional nos cantos, para vãos extremos de lajes contínuas	41
FIGURA 2.21 - Detalhe de engastamento da laje na viga	42
FIGURA 2.22 - Armadura de proteção dos bordos livres	42
FIGURA 2.23 - Arranjos de armaduras para lajes em balanço, segundo Texto Base para Revisão da NB 1/78 (1997)	43
FIGURA 2.24 - Simbologia de tela soldada para armadura simples	45
FIGURA 2.25 - Telas alternadas em uma ou em duas direções para satisfazer o detalhe da diminuição de armadura nos bordos da laje	46
FIGURA 2.26 - Cálculo aproximado de laje com abertura. Decomposição válida para $0,30 < a/\ell_x < 0,6$ e $b_1/a > 0,5$	47
FIGURA 2.27 - Distribuição de armadura nos bordos da abertura	47
FIGURA 2.28 - Arranjo de armadura para lajes com aberturas, segundo Texto Base para Revisão da NB 1/78 (1997).....	48
FIGURA 2.29 - Verificação de aberturas nas lajes.....	48
FIGURA 2.30 - Detalhe de armadura para abertura temporária em laje.....	49
FIGURA 2.31 - Arranjo de armadura para laje circular.....	50
FIGURA 2.32 - Especificações para lajes nervuradas.....	51
FIGURA 2.33 - Armadura de cisalhamento das nervuras.....	53
FIGURA 2.34 - Detalhe de armadura transversal para nervura.....	53
FIGURA 2.35 - Laje nervurada contínua.....	54
FIGURA 2.36 - Distribuição de armaduras nas lajes nervuradas.....	55
FIGURA 2.37 - Lajes nervuradas em duas direções ou três direções.....	57
FIGURA 3.1 - Vão teórico de vigas.....	59
FIGURA 3.2 - Fissuras e comportamento de treliça.....	61
FIGURA 3.3 - Limite de dobra das barras longitudinais.....	62

FIGURA 3.4 - Analogia de treliça.....	63
FIGURA 3.5 - Seções vazadas equivalentes - análise das posições das barras.....	67
FIGURA 3.6 - Seções vazadas equivalentes.....	67
FIGURA 3.7 - Disposições possíveis de estribos nas vigas.....	70
FIGURA 3.8 - Barras dobradas e o problema de fendilhamento.....	71
FIGURA 3.9 - Apoio das bielas de compressão nas barras longitudinais nos vértices dos estribos.....	72
FIGURA 3.10 - Formas dos estribos.....	72
FIGURA 3.11 - Armadura de cisalhamento sugerida pelo EUROCODE (1992).....	73
FIGURA 3.12 - Arranjo de armadura de cisalhamento sugerido por DESAI (1997).....	75
FIGURA 3.13 - Exemplo de escalonamento e distribuição de barras longitudinais de vigas.....	78
FIGURA 3.14 - Detalhe de escalonamento da armadura da viga.....	78
FIGURA 3.15 - Espaçamento mínimo entre as barras longitudinais.....	80
FIGURA 3.16 - Disposição da armadura de pele.....	82
FIGURA 3.17 - Tipos de estribos para torção.....	83
FIGURA 3.18 - Ancoragem da armadura de torção.....	84
FIGURA 3.19 - Detalhe de armadura de confinamento.....	85
FIGURA 3.20 - Especificações para vigas de seção T.....	88
FIGURA 3.21 - Distribuição de armadura em viga T.....	89
FIGURA 3.22 - Dimensões máximas de furos em vigas, segundo NBR 6118 (1978)	90
FIGURA 3.23 - Dimensões máximas de furos em vigas, segundo SUSSEKIND (1991).....	91
FIGURA 3.24 - Viga com abertura na alma.....	91
FIGURA 3.25 - Quadro fechado, multicelular.....	92
FIGURA 3.26 - Situações duvidosas que podem ser tratadas como se fossem grandes aberturas.....	92

FIGURA 3.27 - Cálculo de vigas com grande abertura.....	93
FIGURA 3.28 - Detalhes de vigas com aberturas ensaiadas por TAN, MANSUR & HUANG (1996).....	95
FIGURA 3.29 - Arranjo de armadura na região de abertura.....	97
FIGURA 3.30 - Esforços atuantes na região da abertura.....	97
FIGURA 4.1 - Indicação das dimensões mínimas para os pilares.....	102
FIGURA 4.2 - Espaçamento entre as barras intermediárias de travamento.....	105
FIGURA 4.3 - Espaçamento mínimo para as barras longitudinais.....	105
FIGURA 4.4 - Detalhe de armadura para pilares cintados.....	106
FIGURA 4.5 - Estribos adicionais próximos às extremidades.....	107
FIGURA 4.6 - Pressão de ponta e rompimento da capa de concreto.....	108
FIGURA 4.7 - Emenda por traspasse para barra comprimida.....	109
FIGURA 4.8 - Precaução a ser tomada com barras comprimidas próximas às superfícies externas de concreto, segundo LEONHARDT & MÖNNIG (1978).....	109
FIGURA 4.9 - Emendas por traspasse junto às lajes de piso.....	111
FIGURA 4.10.- Emendas de armadura para pilares de seção constante, em lajes sem vigas.....	112
FIGURA 4.11 - Arranjos de estribos para pilares retangulares.....	113
FIGURA 4.12 - Arranjos de estribos para pilares com armaduras nas quatro faces.....	113
FIGURA 4.13 - Exemplo de seção transversal de pilar.....	114
FIGURA 4.14 - Detalhe típico de barras longitudinais e transversais para pilares de edifícios.....	115
FIGURA 5.1 - Situações de boa e de má aderência.....	117
FIGURA 5.2 - Detalhe de ancoragem.....	119
FIGURA 5.3 - Ancoragem fora do apoio.....	119
FIGURA 5.4 - Ponto de início de ancoragem em peças fletidas.....	121
FIGURA 5.5 - Ancoragem em apoio de extremidade.....	122
FIGURA 5.6 - Ancoragem em apoio interno.....	123

FIGURA 5.7 - Comprimento de ancoragem.....	124
FIGURA 5.8 - Detalhe de ancoragem da tela dentro da viga.....	125
FIGURA 5.9 - Detalhe de ancoragem de tela em viga externa.....	125
FIGURA 5.10 - Detalhe de ancoragem de tela soldada em viga interna.....	126
FIGURA 5.11 - Instrumentação utilizada nas lajes ensaiadas para medir as deformações normais.....	127
FIGURA 5.12 - Detalhes de modelos de lajes ensaiados por HAMAD & MANSOUR (1996).....	129
FIGURA 5.13 - Emendas de barras consideradas na mesma seção.....	131
FIGURA 5.14 - Detalhes dos ramos verticais dos estribos na região de emenda.....	132
FIGURA 5.15 - Arranjos de estribos para barras tracionadas emendadas.....	132
FIGURA 5.16 - Arranjos de estribos para barras comprimidas emendadas.....	133
FIGURA 5.17 - Emenda de tela soldada entremeada ou sobreposta.....	134
FIGURA 5.18 - Traspasse de tela soldada com fios lisos na tração.....	136
FIGURA 6.1 - Distribuições de tensões em ligação viga de cobertura - pilar extremo para momento fletor tracionando as fibras internas.....	138
FIGURA 6.2 - Detalhe de armadura de ligação viga de cobertura - pilar extremo.....	139
FIGURA 6.3 - Distribuição de tensões em ligação viga de cobertura- pilar extremo para momento fletor tracionando as fibras externas, adaptado de SILVA (1991).....	141
FIGURA 6.4 - Detalhe de armadura de ligação viga de cobertura -pilar extremo para momento fletor tracionando as fibras externas adaptado de LEONHARDT & MÖNNIG.....	141
FIGURA 6.5 - Detalhe de armadura de ligação viga de cobertura -pilar extremo dos modelos ensaiados por LUO et al. (1994).....	142
FIGURA 6.6 - Resistência a flexão para duas seções especificadas no nó.....	142
FIGURA 6.7 - Esforços atuantes na ligação viga intermediária-pilar extremo.....	145
FIGURA 6.8 - Arranjo de armadura para ligação viga-intermediária.....	146

FIGURA 6.9 - Detalhe do pórtico BCJ 7.....	147
FIGURA 6.10 - Instrumentação do pórtico ensaiado.....	148
FIGURA 6.11 - Arranjos de armaduras e panorama de fissuração dos pórticos.....	148
FIGURA 6.12 - Arranjo de armadura para ligação viga de cobertura- pilar intermediário.....	150
FIGURA 6.13 - Arranjo de armadura para ligação viga intermediária- pilar intermediário.....	151
FIGURA 6.14 - Detalhe de apoio indireto.....	152
FIGURA 6.15 - Alternativa de apoio de viga em viga.....	152
FIGURA 6.16 - Armadura de suspensão.....	154
FIGURA 6.17 - Distribuição de armadura de suspensão.....	155
FIGURA 6.18 - Arranjo de armadura para vigas embutidas na laje.....	155
FIGURA 6.19 - Laje em balanço pendurada em viga invertida.....	156
FIGURA 6.20 - Congestionamento tolerável entre armaduras de vigas e pilares.....	157
FIGURA 6.21 - Congestionamento inaceitável entre armaduras de vigas e pilares.....	158
FIGURA 7.1 - Planta do pavimento térreo.....	160
FIGURA 7.2 - Planta do pavimento tipo.....	161
FIGURA 7.3 - Planta da cobertura.....	162
FIGURA 7.4 - Fachada.....	163
FIGURA 7.5 - Corte A-A.....	164
FIGURA 7.6 - Corte B-B.....	165
FIGURA 7.7 - Forma do pavimento-tipo.....	166
FIGURA 7.8 - Reações de apoio das lajes nas vigas.....	170
FIGURA 7.9 - Compatibilização dos momentos fletores.....	174
FIGURA 7.10 - Detalhe de armadura negativa da laje do pavimento-tipo.....	177
FIGURA 7.11 - Detalhe de armadura positiva da laje do pavimento-tipo.....	178
FIGURA 7.12 - Armadura auxiliar posicionada junto a face superior da laje para diminuir a abertura de fissuras.....	179

FIGURA 7.13 - Detalhe de armadura negativa nas lajes de extremidade.....	179
FIGURA 7.14 - Esquema de esforços na viga VT01.....	182
FIGURA 7.15 - Diagrama de momentos fletores e arranjo de armadura para VT01....	185
FIGURA 7.16 - Esquema de esforços na viga VT02.....	186
FIGURA 7.17 - Diagrama de momentos fletores e arranjos de armaduras para a viga VT02.....	190
FIGURA 7.18 - Esquema de esforços da VT05.....	192
FIGURA 7.19 - Diagrama de momentos fletores e arranjos de armadura para VT05...	193
FIGURA 7.20 - Esquema de esforços da VT09.....	195
FIGURA 7.21 - Diagrama de momentos fletores e arranjo de armadura para a viga VT09.....	196
FIGURA 7.22 - Seção transversal do pilar e diagrama de normal (excluindo o peso próprio do pilar).....	199
FIGURA 7.23 - Distribuição das barras e espaçamento.....	202
FIGURA 7.24 - Detalhamento dos pilares P05 e P08.....	204a
FIGURA 7.25 - Somatória de ações nos pavimentos e seção transversal do pilar.....	204
FIGURA 7.26 - Excentricidade inicial.....	206
FIGURA 7.27 - Combinação de excentricidades para seção de topo do pilar.....	207
FIGURA 7.28 - Combinação das excentricidades para a seção intermediária do pilar..	208
FIGURA 7.29 - Somatória de ações nos pavimentos e seção transversal do pilar P06.....	209
FIGURA 7.30 - Excentricidade inicial para o pilar P6.....	211
FIGURA 7.31 - Combinação de excentricidades para seção de topo do pilar P06.....	212
FIGURA 7.32 - Combinação de excentricidades para a seção intermediária do pilar P06.....	212
FIGURA 7.33 - Detalhamento de armadura positiva de laje do pavimento-tipo.....	216
FIGURA 7.34 - Detalhamento de armadura negativa do pavimento-tipo.....	217

FIGURA 7.35- Detalhe do deslocamento das lajes do pavimento-tipo, fornecido pelo TQS.....	218
FIGURA 7.36 - Comparação dos esforços para os vários processos de cálculo para viga VT01.....	221
FIGURA 7.37 - Comparação entre os esforços para a viga VT05.....	222
FIGURA 7.38 - Comparação entre os esforços para a viga VT09.....	223
FIGURA 7.39 - Comparação entre os esforços para a viga VT10.....	223
FIGURA 7.40 - Detalhe de armadura da viga VT01.....	225
FIGURA 7.41 - Detalhe de armadura da viga VT05.....	226
FIGURA 7.42 - Detalhe de armadura da viga VT09.....	227
FIGURA 7.43 - Detalhe de armadura da viga VT10.....	228
FIGURA 7.44 - Detalhe de armadura da viga VT01 (viga contínua).....	229
FIGURA 7.45 - Detalhe de armadura da viga VT05 (viga contínua).....	230
FIGURA 7.46 - Detalhe de armadura da viga VT09 (viga contínua).....	231
FIGURA 7.47 - Detalhe de armadura da viga VT10 (viga contínua).....	232
FIGURA 7.48 - Detalhe de armadura da viga VT01 (pórtico simplificado).....	233
FIGURA 7.49 - Detalhe de armadura da viga VT05 (pórtico simplificado).....	234
FIGURA 7.50 - Detalhe de armadura da viga VT09 (pórtico simplificado).....	235
FIGURA 7.51 - Detalhe de armadura da viga VT10 (pórtico simplificado).....	236
FIGURA 7.52 - Detalhe de armadura do pilar P01	238
FIGURA 7.53 - Detalhe de armadura do pilar P02	239
FIGURA 7.54 - Detalhe de armadura do pilar P05	240

LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1 - Valores de α	56
TABELA 3.1 - Valores de a_z	64
TABELA 4.1 - Dimensão transversal do pilar e diâmetro mínimo da barra longitudinal	102
TABELA 5.1 - Ancoragem de telas soldadas ($s_t \geq 10$ cm). Números de pontos de solda (n) e comprimentos de ancoragem (ℓ_b)	124
TABELA 5.2 - Proporção de barras emendadas	131
TABELA 6.1 - Armadura dos pórticos ensaiados por Ortiz (1997).....	146
TABELA 7.1 - Esforços nas lajes maciças	171
TABELA 7.2 - Determinação da área de armadura das lajes maciças	173
TABELA 7.3 - Ações nos pilares	208

RESUMO

FIORIN, Eliane (1998). *Arranjos de armaduras em estruturas de concreto armado*. São Carlos. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

A disposição das armaduras nos elementos estruturais não influencia somente o comportamento do elemento estrutural, mas também a facilidade e viabilidade da sua execução na obra.

O detalhamento do arranjo de armadura está diretamente ligado com a segurança da construção. Os textos que existem sobre técnica de armar se encontram dispersos, dificultando o acesso dos profissionais e estudantes de engenharia de estruturas.

Este trabalho analisa os vários arranjos de armaduras propostos para lajes maciças e nervuradas, vigas e pilares procurando indicar o mais adequado de acordo com os critérios de economia, facilidade de execução e comportamento do elemento estrutural, quando possível.

Para melhor ilustrar os arranjos de armaduras, é apresentado o dimensionamento de um edifício residencial de pequena altura, onde, podem ser observadas as rotinas de projeto adotadas, bem como os processos para o detalhamento das armaduras.

Usaram-se o programa computacional elaborado por TQS Informática Ltda e também processo não computacional. Este programa para análise estrutural de edifícios apresenta boa interface com o usuário, proporcionando-lhe grande interesse e relativa facilidade de utilização.

Palavras chaves: estruturas de concreto armado, arranjos de armaduras, detalhes de ligações, pilar, viga, laje.

ABSTRACT

FIORIN, Eliane (1998). *Reinforcements arranges in reinforced concrete structures*. São Carlos. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

The disposition of the reinforcement in the structural elements does not affect only the structural element behaviour, but also the facility and the viability of the building execution.

The detailing of the reinforcement arrange is directly connected to the building safety. The existing texts about the technics of reinforcing are spread in the literature of the structural engineering, making the access of the students and professionals to them difficult.

The present work analyses the many different proposed arrangements of reinforcement for the slabs, joist floors, beams and columns, trying to indicate the most adequate one, according to the economic criteria, facility of execution, and the structural element behaviour, when possible.

The design of a building of a short height is presented, as a way of better visualizing the reinforcement arrangements. In that example the adopted project routines could be observed, as well as the process of detailing the reinforcements.

To reach this purpose, a software designed by TQS Informática Ltda was used, as well as a non-computer process. This software for the structural analysis of building presents a good interface with the users, providing them with great interest and relative facility of use.

Keywords: reinforced concrete structures, detailing of the reinforcements
arranges, column, beam, slab.

1 INTRODUÇÃO

1.1 OBJETIVO

Neste trabalho são analisados os arranjos de armaduras para lajes maciças e nervuradas, vigas e pilares, procurando indicar os mais adequados de acordo com alguns critérios indicados por pesquisadores. O texto reúne alguns possíveis arranjos de armaduras para elementos estruturais de concreto armado, facilitando a rotina de projeto de edifícios e também apresentando critérios de detalhamento.

Também é dada importância aos detalhes das ligações entre os elementos laje-viga, viga-viga, viga-pilar devido ao problema de grande quantidade de barras que ocorrem nestas regiões.

Para facilitar o uso e aplicação dos arranjos propostos apresenta-se o exemplo de um projeto completo de edifício em concreto armado onde os arranjos são detalhados.

1.2 JUSTIFICATIVA

A preocupação com a disposição das armaduras não se atém somente à sua influência no comportamento do elemento estrutural, mas também na facilidade e na viabilidade da sua execução na obra, isto é, o arranjo de armadura proposto deve estar bem detalhado de maneira que fique clara a sua execução na obra, pois a mão-de-obra geralmente apresenta alguma dificuldade em entender o projeto estrutural.

A disposição da armadura está diretamente ligada com a segurança estrutural da construção, pois o detalhamento incorreto compromete o comportamento do elemento e, até mesmo, o comportamento global da estrutura, podendo levá-la à ruína.

Os textos que existem sobre técnica de armar estão dispersos, dificultando, assim, o acesso dos profissionais. Portanto, percebeu-se a necessidade de organizar a bibliografia pertinente de modo que estudantes de engenharia, projetistas e demais interessados possam ter fácil acesso aos tipos de arranjos, bem como saber qual apresenta melhor comportamento diante de determinados fatores, tais como economia, execução, maior resistência, etc..

1.3 APRESENTAÇÃO

O capítulo 2 aborda as lajes, definindo as ações que nelas ocorrem, os esforços solicitantes a que estão submetidas, determinação das áreas de armaduras (posicionadas junto à face inferior - positiva, posicionadas junto à face superior - negativa e se necessária armadura transversal para absorver a força cortante), especificações para as armaduras, tais como espaçamento máximo, área mínima e diâmetro máximo das barras.

Estes arranjos incluem detalhes com barras isoladas e telas soldadas. Têm-se ainda neste capítulo arranjos de armaduras para lajes com aberturas, lajes nervuradas e lajes circulares.

No capítulo 3 apresentam-se as ações e os processos para determinação dos esforços solicitantes que ocorrem nas vigas. São apresentados também detalhes de armadura para torção, para absorver as tensões normais oriundas do momento fletor e tensões tangenciais oriundas da força cortante, juntamente com as respectivas especificações de armaduras como área mínima, diâmetro máximo das barras, espaçamento, etc..

Encontram-se ainda arranjos de armaduras para vigas T e vigas com aberturas na alma.

O capítulo 4 aborda os pilares apresentando especificações de armaduras para pilares retangulares e circulares, arranjos de armaduras longitudinais e transversais de acordo com os vários autores e normas.

No capítulo 5 encontram-se as determinações dos comprimentos de ancoragem para barras comprimidas e tracionadas, detalhes de ancoragem de armadura de vigas em apoios internos e extremos e especificações para ancoragem de telas soldadas. Nesse capítulo ainda são especificados alguns itens com relação a emenda por traspasse de barras isoladas tracionadas e comprimidas e para telas soldadas.

Com relação ao capítulo 6, apresentam-se detalhes e indicações de arranjos de acordo com os critérios adotados para diversos tipos de ligações: viga de cobertura-pilar extremo, viga-tipo - pilar extremo, viga de cobertura-pilar intermediário e viga-tipo - pilar intermediário. São também apresentadas as disposições de armaduras quando se tratar de apoio indireto (viga apoiada em viga) e prescrições com relação ao arranjo de armaduras nas regiões de encontro de pilar e viga.

No capítulo 7 é apresentado um projeto estrutural completo de um edifício de pequena altura, dimensionado primeiramente sem auxílio computacional e em seguida com o uso do programa de análise estrutural elaborado pela TQS Informática Ltda. Nesse capítulo podem-se observar os desenhos das formas estruturais dos pavimentos, a determinação das ações atuantes no edifício, bem como o cálculo dos esforços solicitantes e o detalhamento das armaduras.

A conclusão do trabalho é apresentada no capítulo 8.

1.4 PROJETO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS

O termo ações é definido pelo Texto Base para a Revisão da NB 1/78 (1994), como sendo as causas que provocam esforços ou deformações nas estruturas. As ações a serem consideradas no dimensionamento estrutural de um edifício, podem ser divididas em ações permanentes, ações variáveis e ações excepcionais.

As ações permanentes são aquelas que ocorrem ao longo da vida da estrutura apresentando valores praticamente constantes, sendo estas ações oriundas de pesos próprios da estrutura, dos pisos e revestimentos, etc..

Já as ações variáveis apresentam alguma variação durante a vida da estrutura, pois elas são representadas pelas pessoas, móveis, força de frenagem dos veículos e mais raramente pela ocorrência de ações sísmicas, porém estas ações são apenas variáveis, isto é, não apresentam valores fixos, mas ocorrem frequentemente.

Com relação às ações excepcionais, estas apresentam uma probabilidade muito baixa de ocorrer, sendo oriundas de explosões, incêndios, choques de veículos, enchentes, etc..

Portanto, em um projeto estrutural a consideração correta das ações é muito importante, trabalhando-se com uma previsão de ocorrência das ações, baseada em normas as quais estão de acordo com a funcionalidade do edifício.

Uma ação importante a ser considerada é a de vento, por produzir efeitos estáticos e dinâmicos importantes.

Devido a estas ações faz-se o estudo da estabilidade global do edifício, o qual implica em se determinar quais elementos têm capacidade de resistir aos esforços horizontais, além de se determinar a rigidez dos mesmos e os esforços neles atuantes. Esta análise de estabilidade global deve ser feita antes do dimensionamento, pois devido ao fato dos pilares serem peças esbeltas submetidas à compressão, os pilares estão sujeitos a esforços de segunda ordem, devendo existir nas construções elementos rígidos nos quais os efeitos de segunda ordem são resistidos.

O estudo da estabilidade global para o edifício é muito importante pois os modelos arquitetônicos, procuram cada vez mais reduzir o número de pilares introduzindo elementos como divisórias, vidros e placas de madeira compensada, diminuindo a ação de peso próprio e, portanto, a estabilidade global do edifício.

Analisando-se a estabilidade global encontram-se estruturas contraventadas e estruturas de contraventamento, sendo contraventadas as estruturas suficientemente rígidas, onde os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados.

Os sistemas estruturais de contraventamento são responsáveis pela estabilidade global do edifício, devido à sua alta rigidez, sendo composto

basicamente por paredes estruturais, pórticos planos e núcleos estruturais, podendo ser empregados isoladamente ou em conjunto.

Além da estabilidade global deve ser levado em conta o desaprumo que ocorre nas construções de concreto armado devido a elas serem geometricamente imperfeitas; no caso de pilares, existem imperfeições na posição dos eixos, na geometria e dimensões da seção transversal, na distribuição da armadura, etc..

De acordo com o Texto Base para Revisão da NB 1/78 (1994), muitas destas imperfeições podem ser cobertas apenas pelos coeficientes de ponderação, porém a imperfeição do eixo das peças não. Estas imperfeições influenciam diretamente na estabilidade da estrutura, sendo que elas decorrem não somente devido às solicitações mas também devido a fluência e à sensibilidade às imperfeições que as peças de concreto armado possuem. Estas imperfeições podem ser denominadas desaprumo.

Para se verificar o estado limite último das estruturas reticuladas, devem ser consideradas as imperfeições geométricas do eixo das peças da estrutura descarregada, onde estas imperfeições podem ser divididas em: imperfeições globais e locais.

1.5 CRITÉRIOS ADOTADOS PARA ESCOLHA DO ARRANJO DE ARMADURAS MAIS ADEQUADO

Para poder analisar os diversos arranjos propostos por vários Autores e normas, em princípio são adotados alguns critérios sendo eles, comportamento estrutural do elemento com relação a resistência, viabilidade de execução, economia de material e mão-de-obra.

Com relação ao comportamento estrutural foram analisados aqueles arranjos os quais possuíam ensaios experimentais, justificando o seu comportamento diante dos modelos ensaiados. Este comportamento pode ser explicado como sendo colapso frágil, aberturas de fissuras com valores muito grandes para uma determinada ação de serviço ou deformações excessivas acima dos valores permitidos por normas.

Quando não foi possível analisar do ponto de vista do comportamento estrutural da peça, por falta de resultados experimentais, foi dada ênfase à viabilidade de execução do arranjo proposto, englobando, a facilidade de montagem, de posicionamento, de corte e dobra da armadura, além da facilidade de concretagem do elemento, pois não adianta a peça estar armada corretamente se durante a concretagem o concreto não preenche os vazios entre as armaduras.

Com relação às dificuldades de execução, o critério de análise adotado também foi o econômico, onde analisou-se o trabalho da mão-de-obra, isto é arranjos muito trabalhosos de serem executados, os quais exigem dispêndio de tempo e especialização, aumentando, portanto, o custo da obra, além daqueles arranjos os quais apresentam maior excesso de material.

Portanto, diante destes critérios apresentados pretendeu-se que o usuário deste trabalho escolhesse o arranjo proposto mais conveniente, de acordo com a situação encontrada.

2 LAJES MACIÇAS

2.1 GENERALIDADES

As lajes são componentes básicos das estruturas de edifícios, podendo ser definidas geometricamente como elementos bidimensionais, isto é, elementos estruturais que têm as suas dimensões em planta (ℓ_1 e ℓ_2), da mesma ordem de grandeza e muito maiores que a terceira dimensão que é a espessura (h).

Os elementos bidimensionais de concreto são admitidos como placas (laje) quando o carregamento atuar perpendicularmente ao seu plano médio. Quando as ações atuarem paralelamente em seu próprio plano médio as estruturas de superfície são consideradas como chapas (paredes ou vigas-paredes).

A laje maciça que é apenas um dos tipos de laje, é caracterizada como uma placa maciça de concreto armado, onde a sua espessura é mantida constante ao longo de toda a sua superfície. Esse tipo de laje é um dos mais utilizados nas edificações.

As lajes podem ser encontradas nas mais diferentes estruturas tais como: edificações residenciais e comerciais, pontes, reservatórios, estruturas de contenção de terra, etc..

Nas estruturas convencionais do tipo laje-viga-pilar, as lajes têm como função transmitir ações de utilização, aplicadas diretamente nos pisos, para as vigas que as suportam. Elas têm, todavia, outras funções importantes, como por exemplo, no contraventamento das estruturas, elas funcionam como diafragmas (infinitamente rígidos no seu plano) que distribuem as ações horizontais atuantes entre as estruturas

de contraventamento (pórticos formados por pilares e vigas, ou paredes portantes).

Os esforços mais importantes para o dimensionamento que atuam nas lajes são essencialmente esforços solicitantes de flexão, ou sejam, momentos fletores e forças cortantes. Para os cálculos correntes dos esforços nas lajes elas são supostas separadas das vigas que as sustentam, sendo as lajes calculadas isoladamente das vigas, como se estivessem assentadas sobre apoios rígidos, não se levando em conta a influência da deformabilidade das vigas de sustentação, na determinação dos esforços da laje. Nos processos numéricos para determinação dos esforços solicitantes a laje e a viga são consideradas interligadas, representando melhor o que realmente ocorre nas situações de serviço da estrutura.

2.2 AÇÕES

A NBR 6120 (1980) indica o peso específico para os principais materiais de construção e os valores das ações acidentais a considerar nas estruturas das edificações.

A seguir descrevem-se algumas ações a serem consideradas no dimensionamento das lajes:

- a) peso próprio da estrutura (g_p), que no caso de lajes resulta:

$$g_p = \gamma_{\text{conc.}} \cdot h = 25 \cdot h \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (2.1)$$

- b) peso de revestimento (g_r): composto de duas parcelas, que são: revestimento na face superior (piso) e revestimento na face inferior (forro). Como peso total tem-se:

$$g_r = \gamma \cdot e = 0,60 \text{ kN/m}^2, \text{ para pisos de madeira;}$$

$$g_r = \gamma \cdot e = 0,70 \text{ kN/m}^2, \text{ para pisos cerâmicos.}$$

onde:

γ = peso específico do material;

e = espessura do revestimento.

c) peso de enchimento (g_e): ocorre no caso de lajes com rebaixos, ou com pisos elevados, sendo calculado multiplicando-se o peso específico do material do enchimento pela altura do rebaixo;

d) peso de alvenaria (g_a)

- alvenaria isolada e várias alvenarias em lajes armadas em duas direções:

Adota-se ação uniformemente distribuída, calculada por:

$$g_a = \frac{V_a \gamma_a}{\ell_x \ell_y} \times 1,2 \quad (2.2)$$

onde:

γ_a - peso específico do material;

V_a - volume de alvenaria;

ℓ_x, ℓ_y - vãos teóricos da laje

1,2 - coeficiente majorador da carga (considera efeitos desfavoráveis devido a efeitos concentrados na região de aplicação da alvenaria isolada)¹.

- alvenarias paralelas à menor dimensão em lajes armadas em uma só direção:

A NBR 6118 (1978), estabelece que as ações concentradas ou parcialmente distribuídas se distribuem a 45° até o plano médio da laje.

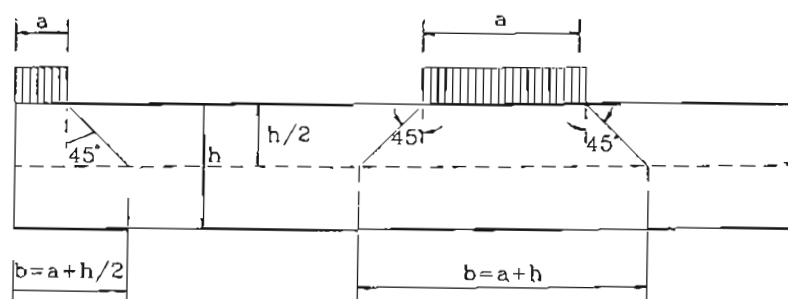


FIGURA 2.1 - Distribuição de ações no plano médio da laje

¹ JERMANN, A. E. Concreto armado: lajes. Rio de Janeiro: PUC, 1971.

A NBR 6118 (1978), especifica que as lajes armadas em uma direção podem ser calculadas como vigas de largura b_w igual à largura b da carga se b não for menor que o vão teórico ℓ ou que o comprimento teórico (balanço), e em caso contrário, igual a b acrescido de :

a) para momento fletor positivo:

$$\frac{2a_1(\ell - a_1)}{\ell} \left(1 - \frac{b}{\ell}\right) \quad (2.3)$$

b) para momentos fletores negativos:

$$\frac{a_1(2\ell - a_1)}{\ell} \left(1 - \frac{b}{\ell}\right) \quad (2.4)$$

c) para forças cortantes:

$$a_1 \left(1 - \frac{b}{\ell}\right) \quad (2.5)$$

d) para momentos fletores de lajes em balanço:

$$1,5 a_1 \left(1 - \frac{b}{\ell}\right) \quad (2.6)$$

e) para forças cortantes em lajes em balanço:

$$0,5 a_1 \left(1 - \frac{b}{\ell}\right) \quad (2.7)$$

onde:

a_1 = é a distância do centro da ação ao apoio, cujo lado está a seção em estudo.

Nas lajes destinadas a terraços devem ser consideradas aplicadas ao longo dos parapeitos e balcões uma ação horizontal de 0,8 kN/m na altura do corrimão e uma ação vertical mínima de 2kN/m.

No caso de ações acidentais em garagens e estacionamentos para veículos o valor do coeficiente ϕ de majoração a ser considerado no projeto deve ser determinado do seguinte modo:

$$\begin{aligned} \text{a) } \varphi &= 1,0 \text{ (quando } \ell > \ell_0) \\ \text{b) } \varphi &= \frac{\ell_0}{\ell} \leq 1,43 \text{ (quando } \ell \leq \ell_0) \end{aligned} \quad (2.8)$$

sendo:

ℓ = vão de uma viga ou o vão menor de uma laje;

ℓ_0 = 3m para o caso das lajes;

ℓ_0 = 5m para o caso das vigas;

Os valores de φ não precisam ser considerados no cálculo das paredes e pilares.

Geralmente em coberturas de casas de máquina atuam cargas especiais, as quais são fornecidas pelos fabricantes dos elevadores.

Portanto a ação total que atua em uma laje é constituída de três parcelas: peso próprio da estrutura, peso próprio dos revestimentos e ação accidental.

2.3 ESFORÇOS SOLICITANTES

2.3.1 Vão teórico

A NBR 6118 (1978) propõe como vão teórico das lajes a distância entre os centros dos apoios, não sendo necessário adotar valores maiores que:

- a) em laje isolada: o vão livre acrescido da semi-largura do apoio interno e da semi-espessura da laje no meio do vão;
- b) em laje contínua, vão extremo: o vão livre acrescido da semi-largura do apoio interno e da semi-espessura da laje no meio do vão.

Nas lajes em balanço, o comprimento teórico é o comprimento da extremidade até o centro do apoio, não sendo necessário considerar valores superiores ao comprimento livre acrescido da metade da espessura da laje junto ao

apoio.

Na figura 2.2 pode-se observar os vãos teóricos indicados pela NBR 6118 (1978) para lajes contínuas, isoladas e em balanço.

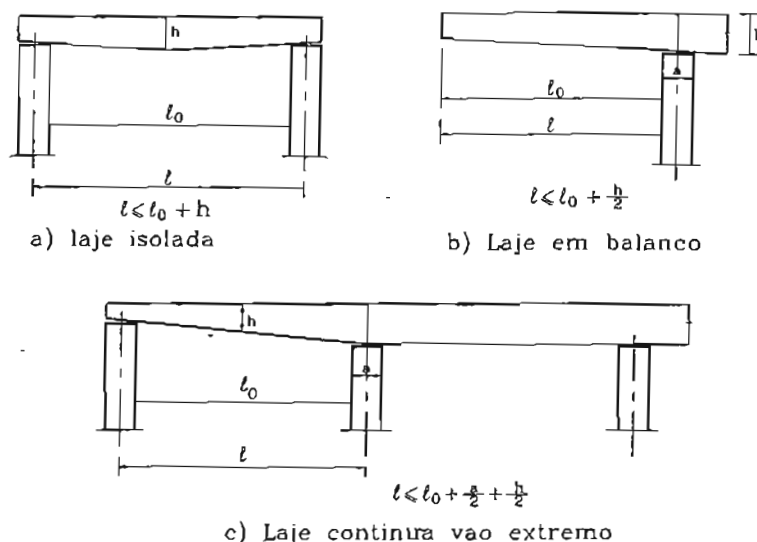


FIGURA 2.2 - Vão teórico em laje
[FUSCO, 1994]

2.3.2 Espessura da laje

A NBR 6118 (1978) especifica para espessura mínima de lajes maciças os seguintes valores:

- lajes de cobertura não em balanço = 5 cm;
- lajes de pisos em balanço = 7 cm;
- lajes destinadas a passagem de veículos = 12 cm.

“Em lajes cogumelo calculadas como pórticos múltiplos, esses limites devem ser elevados respectivamente para 12 cm, 15 cm e 15 cm.”

Segundo o Texto Base para Revisão da NB 1/78 (1994), a espessura para lajes destinadas a passagens de veículos com peso total menor ou igual a 30 kN deve ser adotada igual a 10 cm; para lajes com peso total maior que 30 kN a espessura deve ser de 12 cm.

Analisando-se o ACI 318/83 as espessuras mínimas das lajes ficam limitadas aos seguintes valores:

- lajes cogumelo sem capitel na região do apoio = 12,5 cm;
- lajes cogumelo sem capitel na região do apoio, atendendo certas dimensões mínimas = 10 cm;
- lajes apoiadas nos quatro lados e com vigas rígidas = 9 cm.

A norma alemã DIN 1045 (1972) indica as seguintes espessuras mínimas:

- lajes em geral = 7 cm;
- lajes com acesso a veículos leves = 10 cm;
- lajes com acesso a veículos pesados = 12 cm;
- lajes com acesso apenas para pessoas de serviço (forros) = 5 cm.

Portanto, fazendo-se uma comparação, pode-se observar que a norma brasileira NBR 6118 (1978) e a norma alemã DIN 1045 (1972) apresentam valores de espessuras de lajes praticamente iguais.

2.3.3 Esforços solicitantes

Para a determinação dos esforços solicitantes nas lajes são utilizados vários processos dentre os quais os mais usuais são: teoria das placas, processos aproximados e charneiras plásticas.

Na teoria das placas os esforços e as flechas podem ser obtidos em qualquer ponto do domínio da placa, porém a obtenção de expressões que relacionam estas grandezas só é possível para alguns casos mais simples de carregamento. Esta teoria se aplica dentro dos limites elásticos dos materiais e, portanto, não apresenta bons resultados quando o elemento estiver próximo da ruptura.

Os processos aproximados (geralmente obtidos a partir de métodos numéricos como diferenças finitas, elementos finitos e grelha equivalente); permitem resultados mais refinados, entretanto necessitam de computadores para se obter os esforços solicitantes. Detalhes destes processos podem ser estudados em CORREA & RAMALHO (1993).

O método das charneiras plásticas pode ser visto de modo detalhado no trabalho apresentado por LANGENDONCK (1975) e PINHEIRO (1988).

2.4 DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS

Nas lajes geralmente são utilizadas somente armaduras longitudinais pois as transversais podem ser dispensadas desde que a tensão convencional de cisalhamento (τ_{wd}) esteja abaixo de um determinado valor limite (τ_{wul}).

No dimensionamento de peças de concreto armado majoram-se os esforços solicitantes e minoram-se as resistências dos materiais (aço e concreto). Para tanto o cálculo das armaduras longitudinais em uma laje inicia-se com a determinação dos momentos fletores que nela ocorre, de acordo com os processos vistos no item 2.3.

Existem tabelas as quais em função do momento fletor e da espessura da laje, determinam uma área de armadura por unidade de largura (1 m).

Essas tabelas para dimensionamento podem ser encontradas em CUNHA & SOUZA (1994) e PROMON (1976), nas quais conhecendo-se o tipo de aço a ser empregado, a resistência característica do concreto, o valor do momento fletor por metro e a altura útil da laje é possível obter a área de armadura a ser adotada por metro. Num outro tipo de tabela conhecendo-se os mesmos parâmetros anteriores pode-se escolher o diâmetro e o espaçamento da armadura para que seja absorvido um determinado valor de momento fletor atuante na laje. Porém estas tabelas são restritas a algumas espessuras de lajes, a resistência característica do concreto, etc., não abrangendo todos os casos.

Em PINHEIRO (1993), encontra-se a tabela tipo k para cálculo da armadura longitudinal para elementos fletidos, onde em princípio deve-se adotar b_w igual à unidade, isto é, $b_w = 100$ cm para haver compatibilidade com as unidades usadas nas tabelas de k_c e k_s , sendo:

$$k_c = \frac{100 d^2}{M_d} \quad (\text{cm}^2/\text{kN}) \quad (2.9)$$

onde:

d - altura útil da laje (cm);

M_d - momento de cálculo (kN.cm).

Com o valor de k_s , e para uma determinada resistência do concreto e resistência do aço encontra-se na tabela o valor de k_s e, portanto, a área de armadura pois :

$$k_s = \frac{a_s d}{M_d} \quad (\text{cm}^2/\text{kN}) \quad (2.10)$$

A área de armadura não deve ser menor que a área mínima indicada pela NBR 6118 (1978):

$$a_{\text{min}} = \frac{0,15}{100} b_w h = 0,15 h \quad (\text{cm}^2/\text{m}) \quad (2.11)$$

sendo:

h - altura da laje (cm).

Com relação à verificação da necessidade de se colocar armadura transversal, em princípio deve ser calculada a tensão de cisalhamento para a força cortante de referência:

$$\tau_{wd} = \frac{v_d}{b_w d} \quad (2.12)$$

sendo:

τ_{wd} - tensão de cisalhamento de cálculo (MPa);

v_d - esforço cortante;

b_w - largura da seção (1m = 100 cm);

d - altura útil.

Em seguida deve-se calcular τ_{wu1} (valor de referência para a verificação do cisalhamento em lajes) e comparar; se $\tau_{wd} < \tau_{wu1}$ então, segundo NBR 7197 (1989) “a

armadura transversal pode ser dispensada se pelo menos metade da armadura longitudinal máxima de tração no vão for prolongada sem dobrar até os apoios, e aí corretamente ancorada”.

O valor de τ_{vot} é dado por: $\psi_4 \sqrt{f_{ct}}$, onde ψ_4 pode ser calculado pelas seguintes expressões e com as ações indicadas.

- ações uniformemente distribuídas

$$\psi_4 = 0,12 \frac{\alpha k}{1 - \frac{3d}{L}} \quad \text{quando } d > L/20 \quad (2.13)$$

$$\psi_4 = 0,14 \cdot \alpha \cdot k \quad \text{quando } d \leq L/20 \quad (2.14)$$

onde:

ℓ = é o menor vão teórico;

$L = \ell$, para lajes apoiadas;

$L = 2 \ell$, para lajes em balanço.

- ações lineares paralelas ao apoio

$$\psi_4 = 0,08 \times \alpha \times k \quad (2.15)$$

É permitido fazer a redução na proporção $a/2d$, da parcela de força cortante decorrente de ações cujo afastamento do eixo do apoio seja inferior ao dobro da altura útil (d), onde a é igual a distância do centro do apoio até o ponto de aplicação da carga.

- ações distribuídas e ações lineares paralelas ao apoio, ψ_4 é obtido por interpolação proporcionalmente as parcelas de força cortante decorrentes desses dois tipos de carregamento.

ρ_1 = menor taxa de armadura longitudinal de tração no trecho que dista $2h$ da face interna do apoio.

Os coeficientes α e k são iguais a:

$$\alpha = 1 + 50 \rho_l \leq 1,5 \quad (2.16)$$

$$k = 1,6 - d \geq 1, \quad d \text{ em metros} \quad (2.17)$$

$$\alpha \cdot k \leq 1,75 \quad (2.18)$$

Quando as lajes estiverem submetidas a flexo-tração aplicam-se os limites anteriores com $k = 1$, não se levando em conta a influência da espessura da peça.

Quando $\tau_{wd} > \tau_{wul}$, deve ser calculada e detalhada a armadura de cisalhamento. Nos casos usuais de edifícios, que é o principal objetivo deste texto, na grande maioria dos casos não há necessidade de armadura transversal, devido a ordem de grandeza dos valores das forças cortantes.

2.4.1 Especificações para as armaduras

A NBR 6118 (1978) propõe que:

- o diâmetro das barras longitudinais não deve ultrapassar 1/10 da espessura da laje;
- nas lajes armadas em uma direção, a armadura de distribuição por metro de largura da laje deve ter seção transversal de área igual ou superior a 1/5 da área da armadura principal, com um mínimo de $0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$, e ser composta de pelo menos três barras;
- na região dos maiores momentos fletores nos vãos das lajes, o espaçamento das barras da armadura principal não deve ser maior que 20 cm. Nas lajes armadas em uma única direção esse espaçamento não deve, também, ser maior que $2h$;
- o espaçamento das barras de distribuição não deve ser maior que 33 cm.

O Código Modelo do COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON (CEB-1990), propõe que o espaçamento das barras da armadura principal deve ser menor que $1,2 h$ ou 35 cm (o menor dos dois) e para a armadura de distribuição o espaçamento deve ser menor que $2 h$ ou 35 cm (o menor dos dois).

Segundo o EUROCODE (1992), o espaçamento máximo para a armadura principal deve ser de $1,5 h$ ou 35 cm (o menor deles) e para a armadura secundária este espaçamento deve ser de $2,5 h$ ou 40 cm (o menor deles).

LEONHARDT & MÖNNIG (1978) indicam que nas regiões de maiores momentos o espaçamento (e) das barras da armadura principal para uma laje de altura h , deve ser:

$$e \leq 15 + 0,1h \text{ (cm)} \quad (2.19)$$

Quando a laje for esbelta, isto é, segundo LEONHARDT & MÖNNIG (1978), possuir altura menor que 15 cm, o espaçamento máximo entre as armaduras deve ser menor ou igual a altura da laje (h).

Pode-se observar que o CEB (1990) e o EUROCODE (1992) apresentam valores maiores de espaçamento para as armaduras em comparação com a NBR 6118 (1978), sendo que LEONHARDT & MÖNNIG (1978) apresentam os menores espaçamentos entre as armaduras.

Para qualquer barra da armadura (distribuição, montagem, estribo), o cobrimento de concreto, segundo a NBR 6118 (1978), deve ser no mínimo igual ao seu diâmetro, porém não menor que:

- a) para concreto revestido com argamassa de espessura mínima de 1cm;
 - em lajes no interior de edifícios - 5 mm;
 - em paredes no interior de edifícios - 10 mm;
 - em lajes e paredes ao ar livre - 15 mm;
 - em vigas, pilares e arcos no interior de edifícios - 15 mm;
 - em vigas, pilares e arcos ao ar livre - 20 mm.
- b) para concreto aparente:
 - no interior de edifícios - 20 mm;
 - ao ar livre - 25 mm.
- c) para concreto em contato com o solo - 30 mm
 - se o solo não for rochoso, sob a estrutura deve ser interposta uma

camada de concreto simples, não considerada no cálculo, com o consumo mínimo de 250 kg de cimento por metro cúbico e espessura de pelo menos 5 cm.

d) para concreto em meio fortemente agressivo - 40 mm

- para cobrimento maior que 6 cm deve-se colocar uma armadura de pele complementar, em forma de rede, cujo cobrimento não deve ser inferior aos limites especificados.

Para concretos de classe acima de C30 os valores anteriores podem ser reduzidos de 5 mm, porém o valor de 20 mm deve ser mantido como mínimo.

Peças como: tanques de estações de tratamento de água, caixas de água, estações elevatórias, canais, condutos e canalizações de esgoto, devem ter cobrimento de 40 mm independente da condição de exposição.

No caso de estruturas que devam ser resistentes ao fogo, o cobrimento deve atender às exigências da NBR 5627 (1977), além destas já especificadas.

De acordo com o EUROCODE (1992), o cobrimento da armadura deve ser maior que o diâmetro da barra (ϕ) ou que o diâmetro nominal da barra (ϕ_n), entretanto, quando $d_g > 32$ mm (d_g - dimensão máxima do agregado), o cobrimento deverá ser $(\phi + 5$ mm) ou $(\phi_n + 5$ mm).

O cobrimento para peças de concreto moldadas no local deve ficar entre: 5 mm $< c < 10$ mm.

Para concreto moldado diretamente sobre o solo o cobrimento deve ser maior que 75 mm, enquanto que para concreto preparado no local, deve ser de 40 mm.

O EUROCODE (1992) propõem os seguintes cobrimentos:

- em interior de ambientes - 15 mm;
- ambiente úmido sem congelamento - 20 mm;
- ambiente úmido com congelamento - 25 mm;
- ambiente úmido com congelamento e salinidade marítima - 40 mm;
- ambiente marinho com congelamento - 40 mm;
- ambiente marinho sem congelamento - 40 mm;

- meio químico pouco agressivo - 25 mm;
- meio químico medianamente agressivo - 30 mm;
- meio químico muito agressivo - 40 mm;

O Código Modelo CEB (1990), adota os seguintes valores de cobrimentos:

- Ambiente seco - interior de edifícios - 10 mm.
- Ambiente úmido, com e sem congelamento - 25 mm.
- Ambiente úmido com congelamento e agentes descongelantes - 40 mm.
- Ambiente marinho com e sem congelamento - 40 mm.

2.5 DETALHAMENTO DAS ARMADURAS

2.5.1 Armadura posicionada junto a face inferior da laje

É usual adotar-se para as armaduras de lajes a classificação de principal, secundária, de distribuição e de canto. A armadura é denominada principal, quando colocada na direção dos maiores momentos fletores; secundária quando colocada na direção dos menores momentos fletores; de distribuição, se colocada na direção perpendicular à dos maiores momentos fletores, se a laje for armada em uma única direção e, de canto, quando colocada para absorver os momentos volventes.

As barras da armadura podem apresentar ganchos para ancoragem sendo que estes podem ser a 45°, 90° ou 180°.

Sabendo que os momentos fletores positivos são máximos no centro do vão e que nas regiões próximas às bordas eles tendem a diminuir, entende-se que a área de armadura determinada para as bordas pode ser proporcionalmente menor em relação à área determinada para o centro do vão, podendo adotar apenas a metade da armadura positiva.

Quando se usam tabelas para cálculo dos momentos fletores em lajes, estas só fornecem valores correspondentes às faixas centrais e, portanto, não é possível ter distribuição rigorosa das barras da armadura, pois não se conhecem as superfícies de

momentos fletores. A distribuição escalonada de armaduras pode ser feita quando se têm lajes de grandes vãos e submetidas a ações elevadas e, portanto, bitolas de armaduras, por exemplo, maiores ou iguais a 8 mm.

Para tanto são propostas algumas distribuições de armaduras junto a face inferior da laje onde se trabalha com barras escalonadas.

CUNHA & SOUZA (1994) indicam que, nos arranjos de armaduras posicionados junto a face inferior da laje, onde apenas 50% da área da armadura é levada junto aos apoios, os comprimentos das barras dependem da condição de vinculação da laje. Para os casos usuais de lajes de edifícios, são apresentados a seguir, arranjos que podem ser adotados.

a) *Lajes isoladas, consideradas não engastadas*: o comprimento da barra é igual ao maior vão teórico (ℓ_y) menos 10% do menor vão da laje (ℓ_x); este tipo de arranjo com barras escalonadas permite absorver os momentos fletores e possibilita economia de aço, pois 50% das barras não têm comprimento de um apoio ao outro, figura 2.3.a e 2.3.b.

Segundo LEONHARDT & MÖNNIG (1978) a alternativa indicada como mais adequada é a apresentada na figura 2.3.b.

b) *Vão central de lajes contínuas*: os comprimentos para as barras são iguais ao vão teórico na direção da barra menos 20% do menor vão da laje (ℓ_x). As barras podem ser posicionadas de modo escalonado, como indicado na figura 2.4.

O Texto Base para Revisão da NB 1/78 (1997) adota este mesmo comprimento de barra, “desde que as vigas de apoio sejam suficientemente rígidas e que não seja necessário considerar a alternância de carga”.

c) *Vãos extremos de lajes contínuas*: o comprimento da barra afastada do lado apoiado é igual ao vão livre menos 5% do menor vão (ℓ_x) e no lado engastado menos 20% do menor vão. Podem ser adotadas barras defasadas, uma direta até os apoios e outra de comprimento reduzido de 5% e 20% respectivamente, afastadas dos lados apoiado e engastado, figura 2.5.

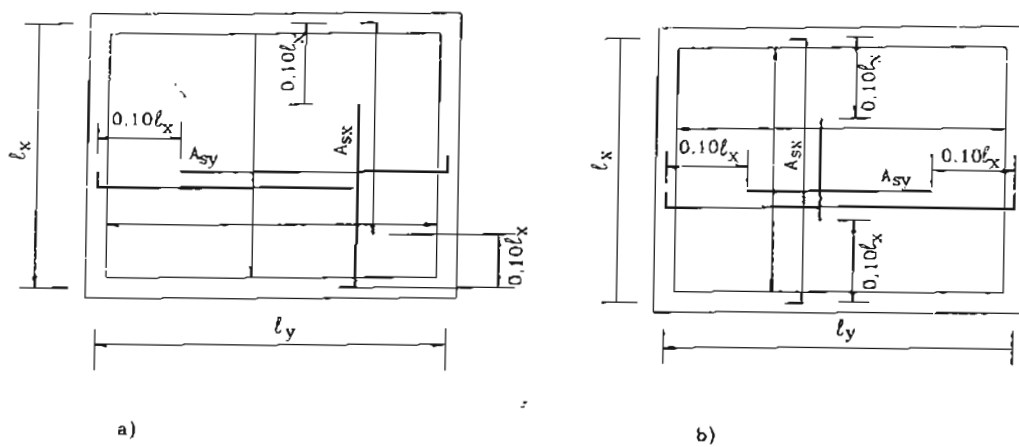


FIGURA 2.3 - Comprimento das barras longitudinais para vãos isolados

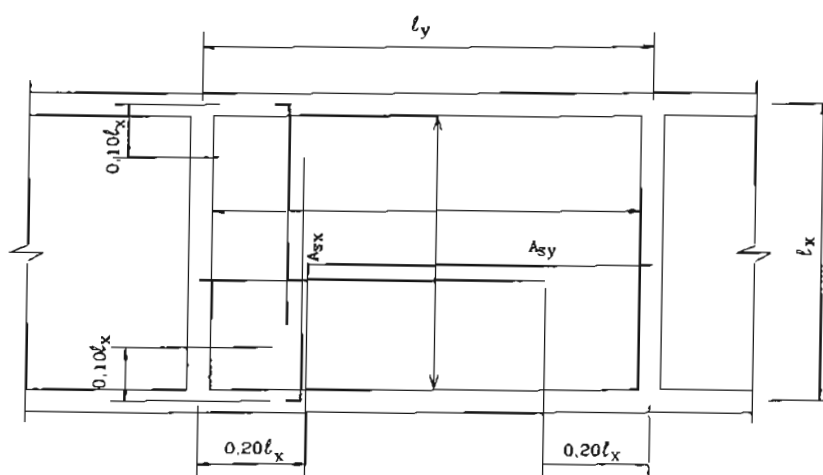


FIGURA 2.4 - Comprimento das barras longitudinais para vão central

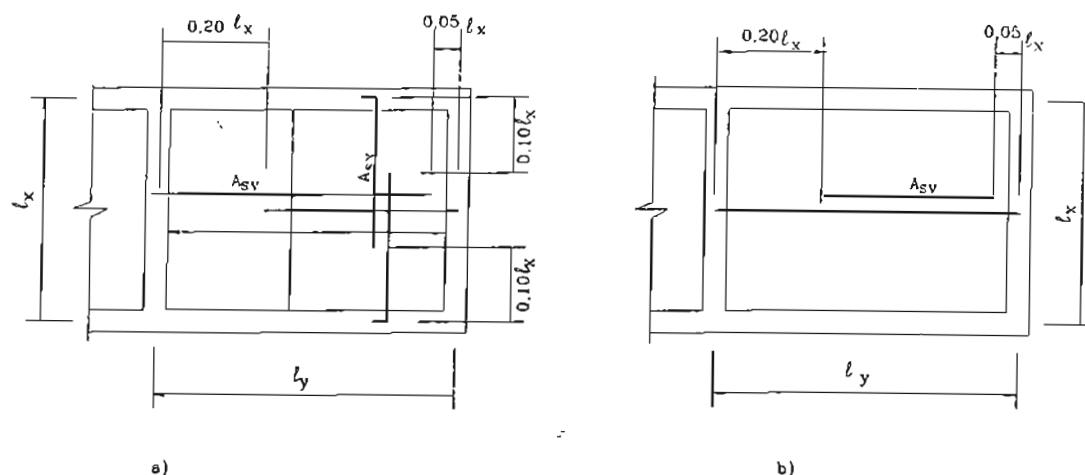


FIGURA 2.5 - Comprimento das barras longitudinais para vão extremo de laje contínua

MOREIRA DA ROCHA (1972), indica as seguintes situações para escalonamento das barras da armadura posicionada junto a face inferior: laje totalmente apoiada os comprimentos das barras são iguais ao vão teórico (l_y) menos $0,15 l_x$, figura 2.6.a. Quando a laje for toda engastada os comprimentos das barras são iguais a l_y menos $0,30 l_x$, figura 2.6.b.

Para laje com um bordo engastado e outro apoiado, o comprimento da barra no lado engastado é igual a l_y menos $0,33 l_x$, enquanto que no lado apoiado o comprimento é l_y menos $0,12 l_x$, figura 2.6.c.

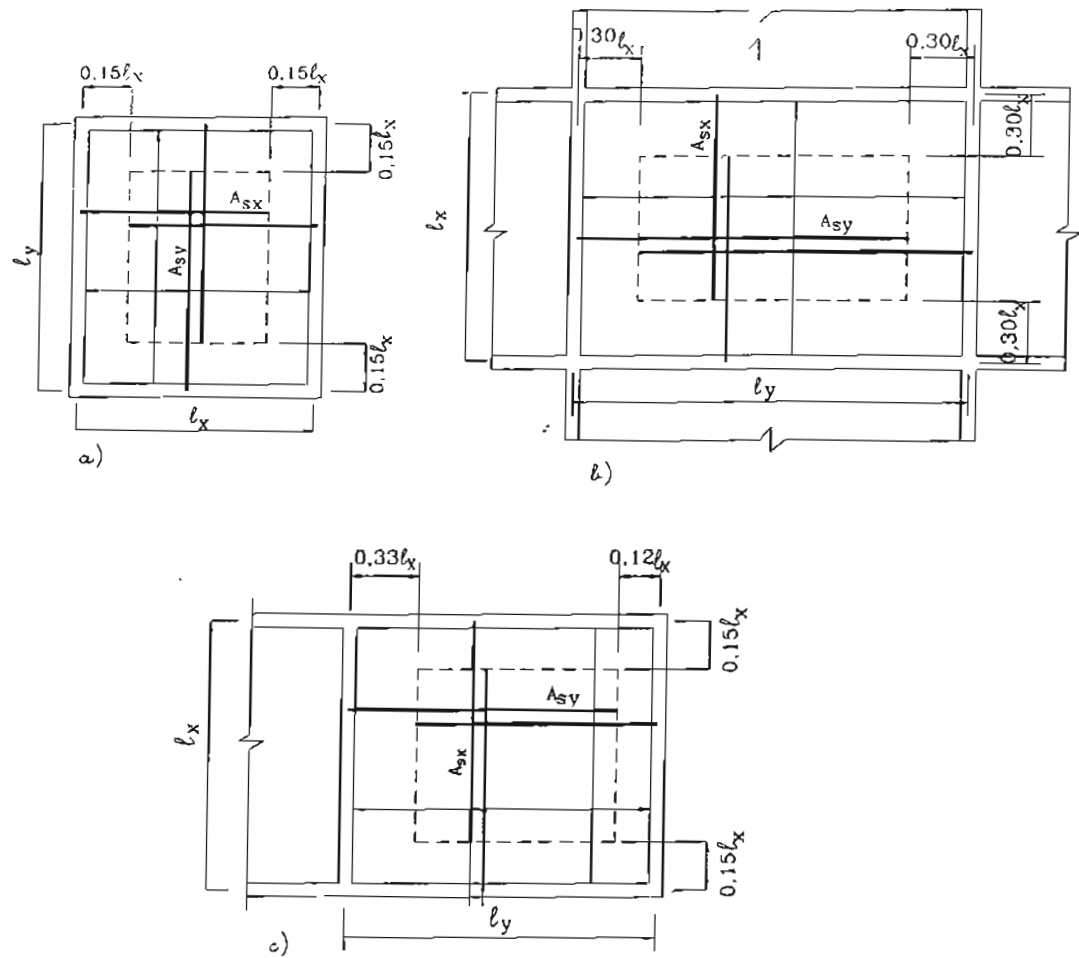


FIGURA 2.6 - Distribuição de armaduras escalonadas

FUSCO (1994), propõe redução de 50% na área das barras da armadura positiva nas regiões do apoio, indicando para tanto o uso de barras escalonadas ou o uso de parte das barras dobradas, a qual serve também para absorver o momento fletor negativo.

O detalhe de armadura em barras dobradas, praticamente não é utilizado devido ao fato de dificultar a execução e encarecer a mão-de-obra, pois no canteiro a dobra da barra exige gabarito e mais tempo para se preparar a armadura, figura 2.7.

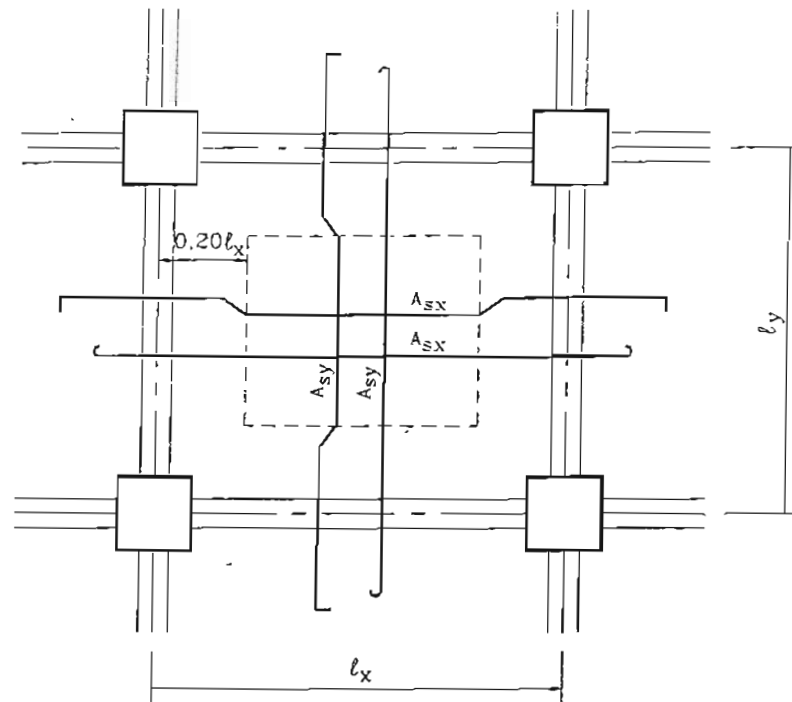


FIGURA 2.7 - Detalhes de armaduras com barras dobradas para lajes contínuas [FUSCO, 1994]

De acordo com LEONHARDT & MÖNNIG (1978), quando ocorrer engastamento parcial entre a viga de apoio e a laje, o que geralmente ocorre, pois as vigas quase sempre apresentam pequena altura e portanto pouca rigidez à torção, pelo menos $1/3$ da armadura positiva do vão deve ser dobrada na região próxima ao apoio para limitar a abertura das fissuras que surgem na face superior da laje devido à existência de esforço de tração. Esta armadura, também pode ser em tela soldada ou barras isoladas. O posicionamento indicado para esta armadura pode ser observado na figura 2.8 (exemplo: barra dobrada), onde vê-se que a dobra da barra deve ser feita a partir de $0,15 \ell$ do eixo do apoio.

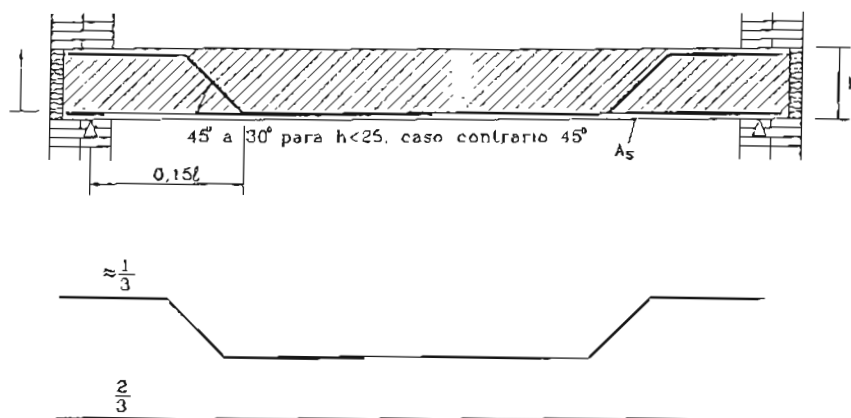


FIGURA 2.8 - Arranjo de armadura junto ao apoio
[LEONHARDT & MÖNNIG, 1978]

Propõem-se, ainda, vários arranjos de armaduras para lajes contínuas de vários vãos (figura 2.9), indicando que pelo menos $1/3$ da área da armadura positiva do vão deve ser prolongada como armadura inferior até o apoio intermediário para absorver os esforços de tração que surgem nesta região.

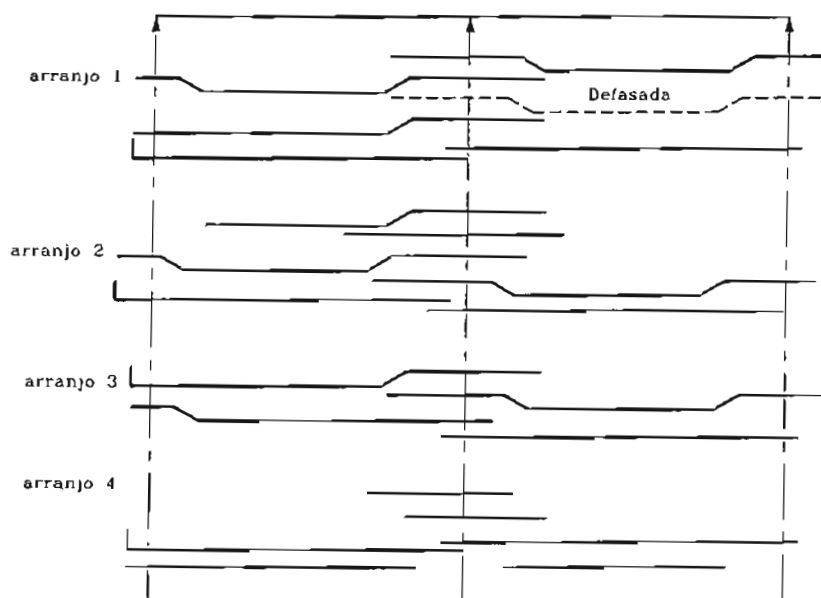


FIGURA 2.9 - Arranjos de armaduras possíveis para lajes contínuas
[LEONHARDT & MÖNNIG, 1978]

Todos estes tipos de arranjos propostos pelos Autores citados, permitem economia, através da redução da área da armadura na região próxima aos apoios;

entretanto existe um outro tipo de arranjo que pode ser feito, o que consiste em aumentar o espaçamento da armadura nas regiões próximas aos apoios em relação ao meio do vão da laje, figura 2.10).

Qualquer que seja o arranjo adotado os espaçamentos das barras, não devem deixar de atender as indicações de área mínima e de espaçamento máximo de armadura segundo a NBR 6118 (1978).

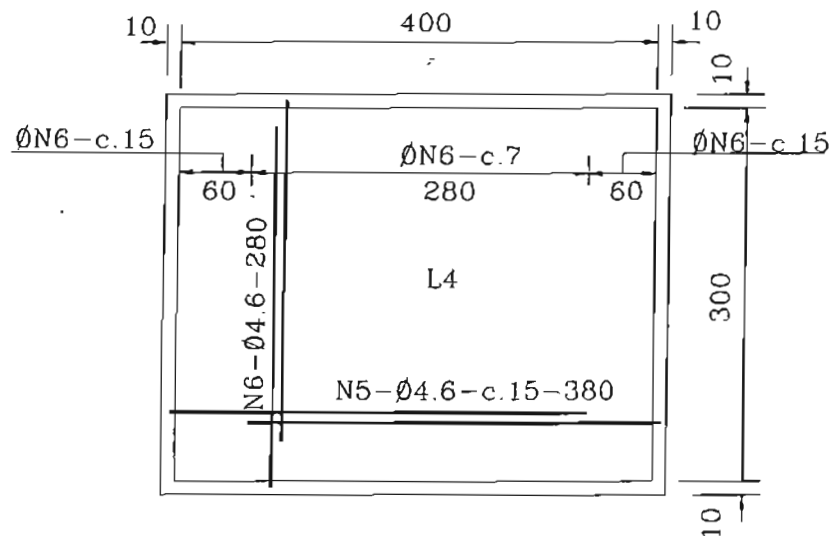


FIGURA 2.10 - Distribuição de armaduras, com espaçamento variável entre as barras [Adaptado de CUNHA & SOUZA, 1994]

Estes arranjos para armaduras posicionadas junto a face inferior da laje, adotando-se barras escalonadas, só permitem economia quando o diâmetro das barras a serem utilizadas for maior ou igual a 8 mm, caso contrário o custo da mão-de-obra para o corte destas barras torna-se muito mais dispendioso do que o prolongamento de toda a armadura de um lado a outro do apoio.

Nas obras usuais de edifício o diâmetro das barras da armadura posicionada na parte inferior da laje não ultrapassa 6,3 mm, adotando-se portanto o prolongamento das barras de um lado a outro do apoio.

LEONHARDT & MÖNNIG (1978), sugerem que em lajes apoiadas e armadas em uma direção deve ser adotada armação com telas de aço soldadas, porém, se ocorrerem grandes seções de armadura ou grandes dimensões de laje, a armação deve ser feita com barras isoladas.

Para lajes isoladas onde se considera engastamento perfeito entre a viga e a laje, deve-se dobrar $2/3$ da armadura positiva sendo que a dobra pode ser feita em duas seções distintas, para o escalonamento. É importante considerar que para se conseguir o engastamento é necessário que o ramo horizontal superior do estribo da viga de apoio se estenda cerca de $0,20 \ell$ (distância entre o centro de um apoio a outro da laje) na laje para evitar o aparecimento de fissuras de flexão na face superior da laje, figura 2.11.

O engastamento entre laje e viga aumenta com a rigidez da viga à torção, porém esta rigidez diminui, quando a peça de concreto armado apresenta fissuras. Portanto, quando as vigas não forem suficientemente rígidas não ocorre o engastamento e o momento fletor no meio do vão da laje não pode ser reduzido devido à parcela absorvida pelo engastamento.

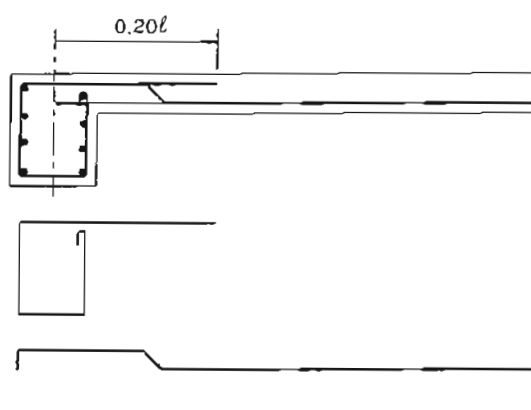


FIGURA 2.11 - Detalhe de armadura de engastamento
[LEONHARDT & MÖNNIG 1978]

Nos casos usuais de edifícios em que as larguras das vigas são limitadas a valores da ordem de 10 cm a 15 cm não é conveniente considerar as lajes engastadas nas vigas de borda por falta de inércia à torção. Assim é conveniente adotar uma armadura constituída por barras junto a face superior da laje com a finalidade de limitar as aberturas de fissuras. O Texto Base para Revisão da NB 1/78 (1997) indica que deve-se adotar uma área de armadura igual a $1,5 \text{ cm}^2/\text{m}$, mesmo valor adotado para vigas de seção T. O comprimento da barra a ser adotado é igual a $0,25 \ell_x$. Este detalhe é observado na figura 2.12.

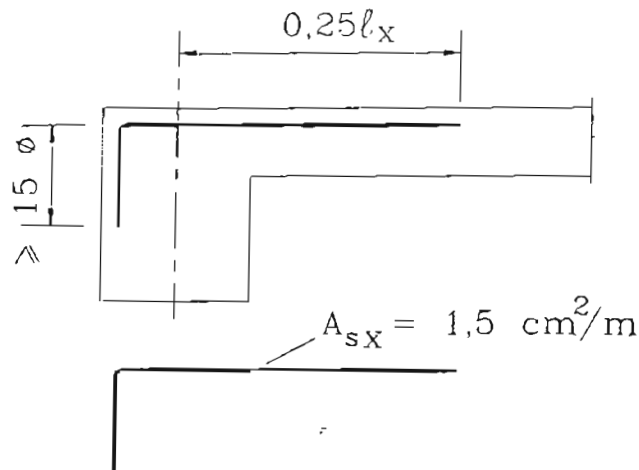


FIGURA 2.12 - Detalhe de armadura de engastamento segundo Texto Base para Revisão da NB 1/78 (1997)

2.5.2 Armadura posicionada junto a face superior da laje

A armadura posicionada junto a face superior (negativa) da laje, pode ser denominada de armadura principal, quando for a armadura posicionada perpendicularmente ao eixo do apoio; de distribuição quando for colocada paralelamente ao eixo do apoio.

A armadura negativa pode ser colocada antes ou depois da concretagem. O procedimento correto é posicioná-la antes da concretagem, garantindo a distância da face inferior da fôrma e por conseguinte, o correto cobrimento de concreto na face superior da laje.

Para se colocar estas barras antes da concretagem o comprimento dos ganchos a 90° deve ser igual a espessura da laje menos duas vezes o valor do cobrimento da armadura especificado para a obra.

CUNHA & SOUZA (1994) indicam que nos casos em que existem cruzamentos de barras de armaduras negativas, quando estas apresentarem bitolas de tamanhos diferentes deve permanecer a armadura de bitola maior interrompendo-se a outra, (para pequenos carregamentos); para grandes carregamentos as armaduras devem ser superpostas, figura 2.13.

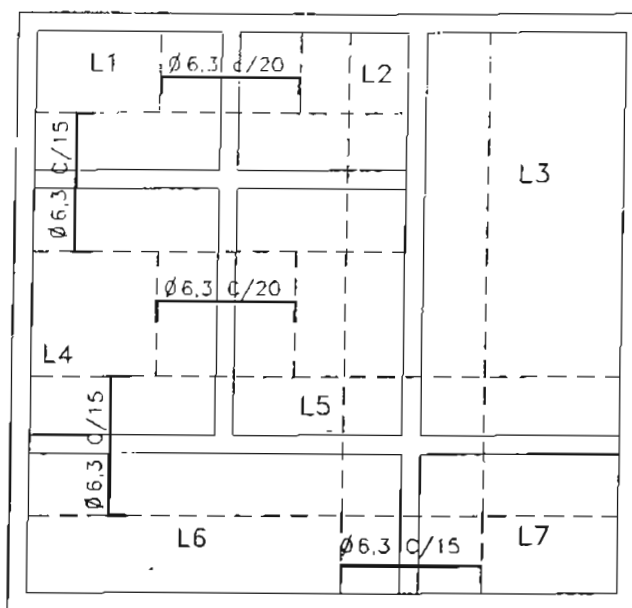


FIGURA 2.13 - Cruzamento de armaduras negativas
[CUNHA & SOUZA, 1994]

Como critério indica-se que as armaduras sempre devem ser superpostas, interrompendo-se apenas as armaduras de distribuição

FUSCO (1994), apresenta um arranjo de armaduras negativas onde a armadura positiva dobrada contribui para resistir aos momentos fletores negativos, além desta armadura ainda é proposta uma outra que serve para complementar a anterior somente sobre o apoio, a qual deve se estender a partir do eixo do apoio de um comprimento igual a $0,25 \ell_x$, figura 2.14. Conforme já comentado este tipo de armadura não é adotada por encarecer a mão-de-obra.

O comprimento de $0,25 \ell_x$ deve-se ao fato de que alguns autores passaram a analisar os diagramas de momentos fletores negativos nas lajes, e observaram que quando se tem um pavimento com lajes retangulares, simétricas, vigas apoiadas em pilares, o comprimento da base do diagrama é aproximadamente igual a $0,25 \ell_x$, por isto ser adotado este comprimento de armadura para cobrir o diagrama de momentos fletores negativos.

Segundo LEONHARDT & MÖNNIG (1978), para lajes contínuas de vários vãos a armadura sobre o apoio deve ser prolongada para ambos os lados, sem diminuição, com um comprimento de pelo menos $3h$ (h - altura da laje), região em

que podem surgir fissuras de cisalhamento, figura 2.14.

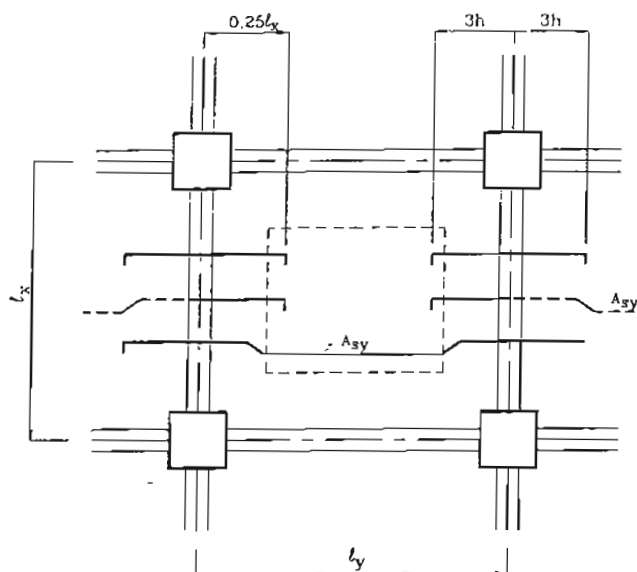


Figura 2.14 - Arranjos de armaduras negativas segundo indicações de LEONHARDT (1978) e FUSCO (1994)

O diagrama de momentos fletores negativos pode ser desenhado com mais exatidão quando se utiliza programa computacional para determinação dos esforços solicitantes, como pode ser visto no exemplo apresentado no capítulo 7.

No caso do processo simplificado da NBR 6118 (1978) a metade da medida da base do triângulo do diagrama de momento fletor é adotada em função da condição de vinculação das lajes contíguas.

Quando as lajes são armadas em duas direções e ambas são consideradas engastadas, ao longo do lado que está sendo analisado, independente das vinculações consideradas para os três demais lados, a medida da metade da base do triângulo deve ser igual a 25% do valor do maior vão teórico entre os dois menores, ver figura 2.15.

Como o diagrama de momentos fletores negativos deve ser considerado deslocado os comprimentos das barras negativas podem ser dados por:

$$2 \times 0,25 l_2 + 2 \times 10\phi + 2 \times (h-2c) \quad (2.20)$$

Lembra-se que, o comprimento de ancoragem (ℓ_b) deve ser marcado a partir do ponto no diagrama de momentos fletores onde a tensão na barra começa a diminuir (ponto A) devendo passar 10ϕ do ponto onde a tensão é nula (ponto B). Nos casos de lajes de edifícios onde geralmente o diâmetro das barras é pequeno, o comprimento de ancoragem resulta pequeno em relação ao valor de $0,25\ell_2$.

Para lajes armadas em duas direções e quando só uma delas é considerada engastada, devido a diferença de espessura, independente das vinculações consideradas para os três demais lados, a medida da metade da base do triângulo deve ser igual a 25% do valor do menor vão teórico da laje considerada engastada. O cálculo dos comprimentos das barras se faz da mesma maneira que o indicado no caso anterior.

Para lajes armadas em uma direção a medida da metade da base do triângulo deve ser igual a 25% do valor do vão teórico da laje considerada engastada. É conveniente considerar o mesmo comprimento da barra posicionada na laje não engastada.

Quando se tratar de lajes contínuas que no lado comum foram consideradas com diferentes condições de apoio (por exemplo, lajes de rigidezes muito diferentes), a armadura negativa que vem da laje considerada engastada deve prolongar-se na laje vizinha, pelo menos até o ponto onde se possa prever que o momento fletor negativo, na direção considerada, mude de sinal.

Analisando a figura 2.15 pode-se perceber que a barra número 1, distribuída a cada s de espaçamento, perfazendo a área a_s (cm^2/m), deve ser prolongada de 10ϕ além do ponto de momento nulo, resultando para comprimento total da barra o valor:

$$2 \times 0,25\ell_2 + 2 \times 10\phi + 2 \times (h-2c)$$

É possível absorver o mesmo momento fletor com duas barras de comprimentos iguais porém defasadas em relação ao eixo da viga. As posições destas barras se repetem a cada $2.s$ de espaçamento e os comprimentos das barras resultam:

$$0,25\ell_2 + 0,125\ell_2 + 2 \times 10\phi + 2 \times (h-2c) \quad (2.21)$$

Nas lajes armadas em duas direções, na borda engastada da laje a armadura principal deve estender-se sobre o apoio de um valor igual a 0,25 do menor vão; se a laje for contínua a armadura deve estender-se de 0,25 do maior dos vãos menores das lajes contínuas, para os dois lados do apoio das lajes contínuas.

Para lajes armadas em uma direção, na borda engastada da laje a armadura deve estender-se sobre a borda de um valor igual a 0,25 do vão.

Se o diagrama de momentos fletores é considerado deslocado os comprimentos das barras da armadura negativa podem ser determinados de acordo com o indicado na figura 2.15, já incluindo o comprimento de ancoragem.

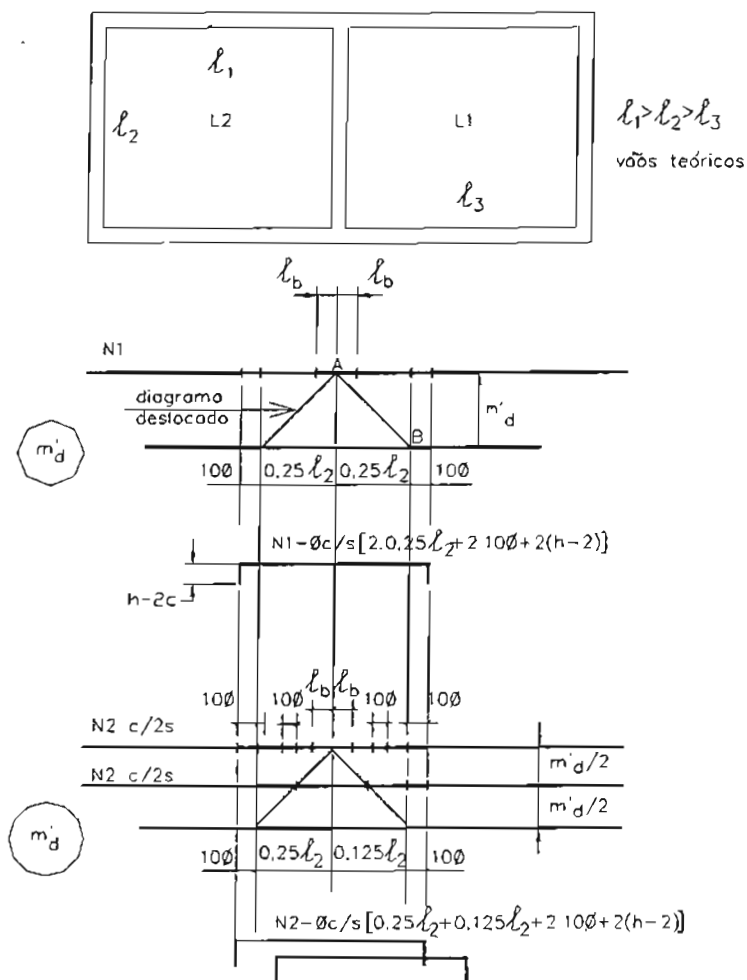


FIGURA 2.15 - Distribuição de armaduras negativas segundo o diagrama de momentos deslocados [GIONGO, 1996]

O Texto Base para Revisão da NB 1/78 (1997) indica que o comprimento da barra a partir do eixo do apoio para a armadura posicionada na face superior da laje deve ser igual a 0,25 do maior dos menores vãos mais o comprimento do gancho (igual a altura da laje menos duas vezes o comprimento do cobrimento), portanto não havendo mais necessidade de somar ao comprimento o valor de 10ϕ . Caso sejam adotadas barras de comprimentos iguais porém defasadas em relação ao eixo da viga os comprimentos das barras resultam em:

$$0,25 \ell_2 + 0,15 \ell_2 + 2 \times (h - 2c) \quad (2.22)$$

Quando as lajes forem contínuas e o lado comum apresentar diferentes condições de apoio (lajes com rigidez diferente) a armadura que vem da laje considerada engastada deve ser prolongada até a laje vizinha pelo menos até o ponto onde se pode prever que o momento fletor negativo na direção considerada passe a ser positivo, isto é, mude de sinal.

LEONHARDT & MÖNNIG (1978) indicam que, no caso de apoios paralelos à direção do vão, não considerados estaticamente, em lajes armadas em uma direção deve-se adotar armadura junto a face superior posicionada perpendicularmente a este apoio, com área de seção transversal igual a da armadura positiva na direção principal, sendo que a armadura negativa de distribuição pode ter área igual a 0,20 desta, figura 2.16, pois na região do apoio podem surgir fissuras e momento fletor negativo na direção perpendicular à direção da armadura principal. Acredita-se que a área da armadura superior principal proposta é um pouco exagerada, entretanto, não foi encontrada outra recomendação para que se pudesse comparar.

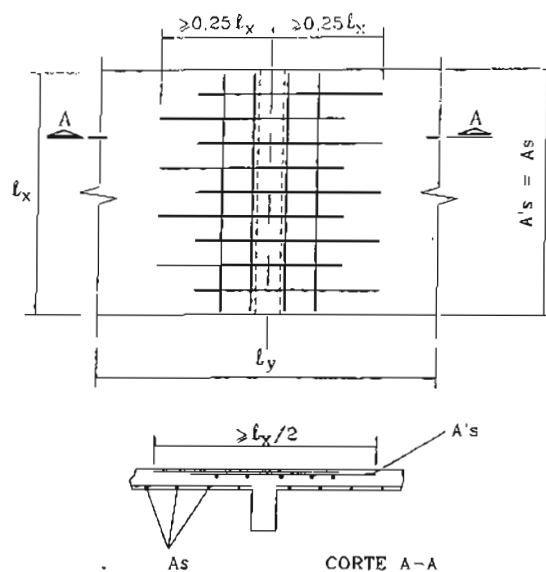


FIGURA 2.16 - Detalhe da armadura negativa no caso de apoios paralelos à direção do vão

Os arranjos de armaduras positivas e negativas apresentados anteriormente devem ser adotados para pavimento simétrico com lajes retangulares e bem definidas por vigas que se apoiam em pilares e não em outras vigas, pois para estes tipos de pavimentos o dimensionamento através da teoria das placas é válido e os comprimentos de barras propostos podem ser adotados pelo projetista.

Caso o pavimento não apresente muita simetria, tenha lajes esconsas e muitas vigas apoiadas em vigas, o melhor é adotar um programa computacional o qual realize o dimensionamento por grelha equivalente ou método dos elementos finitos, sendo que o arranjo de armadura e o comprimento das barras será determinado de acordo com o diagrama de momento fletor positivo e negativo obtido.

2.5.3 Armadura de cisalhamento devido a força cortante

Não é usual dispor armadura de cisalhamento em lajes de edifícios residenciais, para tanto adota-se uma determinada altura de laje para que esta armadura possa ser dispensada, pois o valor da tensão de cisalhamento (τ_{wd}) está relacionado com a altura da laje.

De acordo com LEONHARDT & MÖNNIG (1978), quando for necessária a

armadura de cisalhamento em laje, esta armadura deve ser disposta em um comprimento de aproximadamente 4h a partir do apoio, no caso de ação uniformemente distribuída.

Quando as solicitações de cisalhamento forem moderadas, é suficiente adotar barras dobradas ou acrescentar barras especiais para cisalhamento, (figura 2.17 a).

Para solicitações mais elevadas ($\tau_{wu} > 70\% \tau_{wu1}$) além de barras dobradas são necessários estribos, com espaçamento na direção x, (e_x) menor ou igual a 0,6d ou 60 cm e espaçamento na direção y, (e_y) menor ou igual a d ou 60 cm.

Os estribos devem envolver pelo menos a metade das barras da camada mais externa da armadura, (figura 2.17 b).

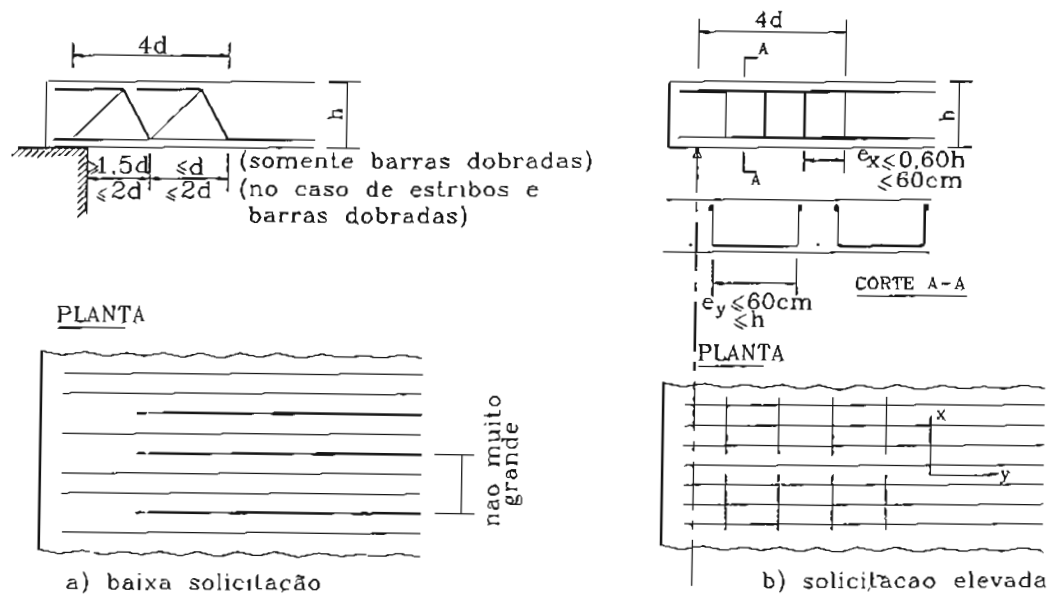


FIGURA 2.17 - Arranjo de armadura para solicitação de cisalhamento moderada [LEONHARDT & MÖNNIG, 1978]

Ainda sobre armadura de cisalhamento o EUROCODE (1992), propõe que quando houver necessidade de armadura de cisalhamento pelo menos 50% desta armadura deve ser em forma de estribo.

A taxa de armadura de cisalhamento deve ser:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s} b_w \text{sen } \alpha \tag{2.23}$$

onde:

ρ_w = taxa de armadura de cisalhamento;

A_{sw} = área de armadura de cisalhamento dentro de um comprimento (s);

s = espaçamento da armadura de cisalhamento;

b_w = largura da alma do elemento;

α = ângulo entre armadura de cisalhamento e a armadura principal

($\alpha=90^\circ$, estribos verticais e $\sin\alpha = 1$)

O EUROCODE (1992) indica que para as lajes se $V_{sd} \leq \frac{1}{3}V_{Rd2}$, (onde V_{sd} = valor da força cortante de projeto aplicada para o estado limite último e V_{Rd2} é a máxima força cortante de projeto que pode ser carregada sem ruptura da alma do elemento), a armadura de cisalhamento pode consistir inteiramente de barras dobradas ou de estribos.

O espaçamento longitudinal máximo entre os estribos é:

- para $V_{sd} \leq \frac{1}{5}V_{Rd2}$, $s_{m\acute{a}x} = 0,8d < 300$ mm;
- para $V_{sd} \leq \frac{2}{3}V_{Rd2}$, $s_{m\acute{a}x} = 0,6d < 300$ mm;
- para $V_{sd} > \frac{2}{3}V_{Rd2}$, $s_{m\acute{a}x} = 0,3d < 300$ mm.

2.5.4 Armadura de canto

Alguns projetistas utilizam para o cálculo das lajes, procedimentos que consideram a contribuição do momento volvente, m_{xy} , porém detalham as lajes utilizando somente os valores de m_x e m_y , simplesmente não adotando armadura para m_{xy} . Na prática não adotar armadura para momento volvente é sentida apenas em regiões onde os valores destes momentos são relativamente altos.

PARSEKIAN (1996), estudou e comparou teorias descritas em Wood²(1968), em LEONHARDT & MÖNNIG (1978), critérios propostos pelo ACI 318 (1992) e

² WOOD, R.H. (1968). The reinforcement of slabs in accordance with a pre-determined field of moments. Concrete Magazine, London, February.

pelo Texto Base para Revisão da NB 1/78 (1993), apresentando exemplos de análise de pavimentos levando em conta ou não os momentos volventes, concluindo que a consideração da rigidez a torção e a da resistência do concreto armado, além de reproduzir melhor a distribuição de esforços (e, conseqüentemente, a disposição de armaduras), pode diminuir, de maneira criteriosa e segura, a quantidade de aço necessária para o detalhamento das lajes em comparação com modelagens simplificadas.

Além disto verificou uma diminuição de 21% no valor dos deslocamentos no pavimento analisado devido à consideração da rigidez à torção.

Analisando lajes apoiadas nos quatro lados, PARSEKIAN (1996) pode concluir que a recomendação da NBR 1/82 indicada no Texto Base para a Revisão da NB1/78 (1993) para a armadura de canto (50% da maior área de armadura do vão) não é suficiente para cobrir todos os casos das lajes, sendo mais adequado, na falta de cálculo rigoroso do momento volvente, considerar a área da armadura de canto igual a 75% da maior área de armadura positiva do vão, sendo que esta recomendação é apresentada no Texto Base para Revisão da NB 1/78 (1997).

O momento volvente surge em lajes apoiadas em apoios livres à rotação. Quando os cantos das lajes forem garantidos contra a possibilidade de levantamento, isto é, existirem chumbadores ou mesmo pilares contínuos, surgem nestas regiões de canto, momentos principais negativos paralelos à bissetriz do ângulo (45°) e momentos principais positivos perpendicular a bissetriz do ângulo (135°). Portanto, há um ponto de inflexão nos cantos da laje, pois tem-se um ponto de máximo dado pelo momento negativo a 45° e um ponto de mínimo dado pelo momento positivo a 135° .

A NBR 6118 (1978) indica que: “Quando nos cantos das lajes retangulares livremente apoiadas nas quatro bordas, a armadura para absorver o momento volvente não for calculada, devem ser dispostas duas armaduras, uma superior paralela à bissetriz e outra inferior, a ela perpendicular, cada uma delas com área de seção transversal não inferior à metade da máxima armadura no centro da laje. Essas armaduras são colocadas apenas em lajes com vãos menores que 3 m e quando ocorrer bordas simplesmente apoiadas”, figura 2.18.

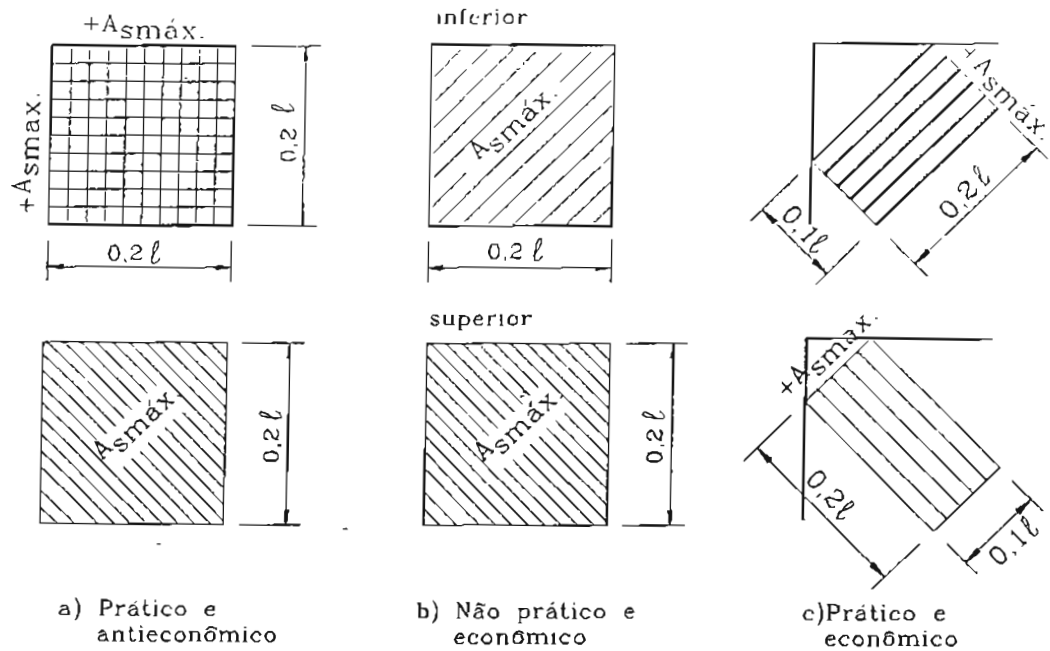


FIGURA 2.18 - Armadura de canto segundo NBR 6118 (1978)

Em lajes com bordas livres os momentos volventes devem ser obrigatoriamente calculados, já que sua ordem de grandeza é geralmente bastante superior à dos momentos fletores m_x e m_y , devendo-se então prever armaduras.

Para LEONHARDT & MÖNNIG (1978), a armadura de canto deve ser complementada com barras curtas de seção transversal igual à da maior armadura no vão, quando não for feita uma verificação mais rigorosa, figura 2.19.

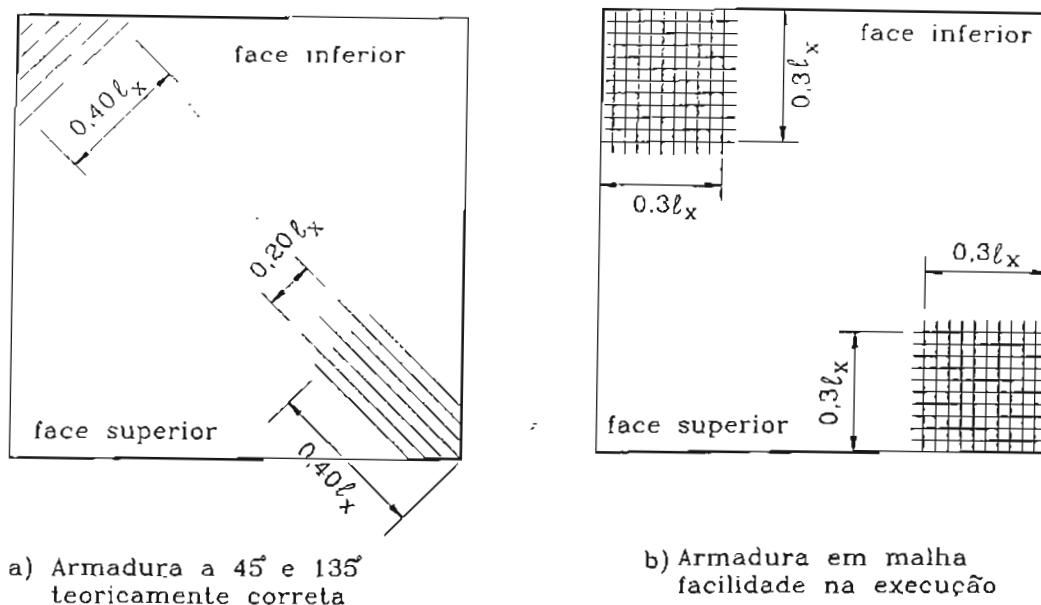


FIGURA 2.19 - Disposição de armadura de canto
[LEONHARDT & MÖNNIG, 1978]

Para o Código Modelo do CEB (1990), a armadura de canto deve estender-se da face do apoio até uma distância de $0,20 \ell_x$ (menor vão), igual a prescrição da NBR 6118 (1978).

A armadura de canto deve ser colocada quando a armadura já existente na borda (positiva e negativa), não conseguir resistir a um momento pelo menos igual ao momento máximo no vão, isto para encontro de bordas simplesmente apoiadas.

Para o encontro de uma borda simplesmente apoiada com uma borda engastada a armadura superior deve ser capaz de resistir um momento de pelo menos $1/4$ do máximo momento no vão.

Em bordas engastadas os momentos principais na região do canto são relativamente pequenos e ao contrário do que acontece no caso dos apoios livres à rotação, eles não exercem grande influência nos momentos do vão. Ao longo dos bordos, os momentos volventes m_{xy} desaparecem e não surgem forças de canto como no caso de apoios livres à rotação.

Nas lajes engastadas bastam as armaduras junto a face superior da laje distribuídas nas direções x e y para absorver os momentos volventes.

Quando as lajes contínuas se apoiam sobre as vigas, os esforços solicitantes

podem variar muito, devido à flexibilidade elástica das vigas. Os vãos intermediários das lajes são armados normalmente para m_x e m_y , porém não se pode esquecer das armaduras de canto, quando as bordas forem apoiadas livremente à rotação. Quando as condições de apoio de duas bordas concorrentes forem diferentes, deve-se dispor uma armadura superior paralela à borda engastada, com seção transversal igual à metade da armadura máxima no vão, perpendicular ao bordo engastado, figura 2.20.

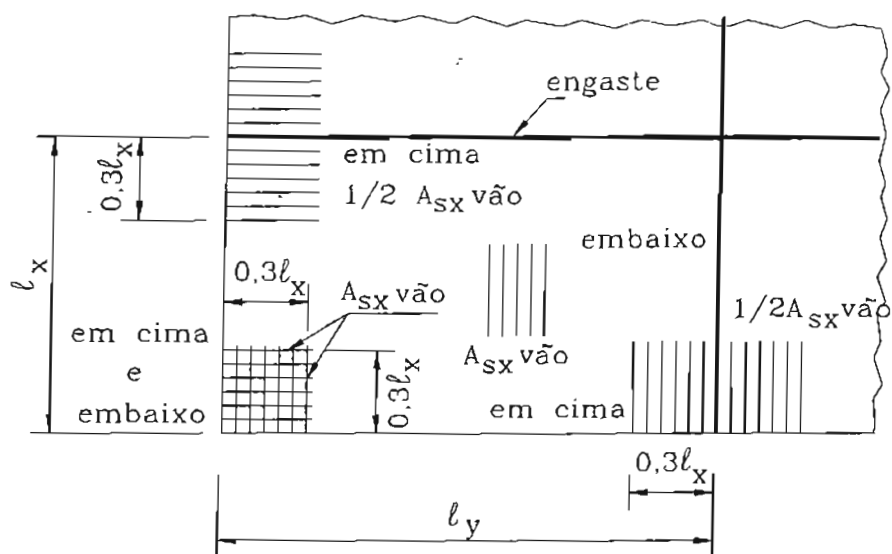


FIGURA 2.20 - Armadura adicional nos cantos para vãos extremos de lajes contínuas [LEONHARDT & MÖNNIG, 1978]

Quando o bordo for perfeitamente engastado não ocorrem os momentos volventes nos bordos. Para que seja garantido o engastamento da laje na viga deve-se ater ao detalhe visto na figura 2.21.

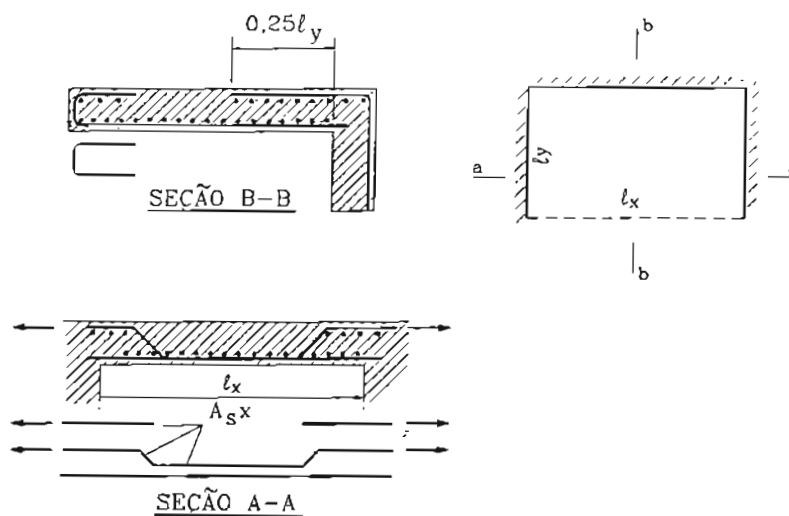


FIGURA 2.21 - Detalhe de engastamento da laje na viga

LEONHARDT & MÖNNIG (1978) indicam que nas bordas livres das lajes deve-se detalhar uma armadura em forma de grampo. A armadura adicional no bordo serve para absorver possíveis ações que aí ocorrem devido à retração e a temperatura, figura 2.22.

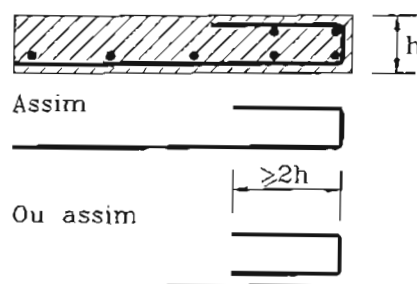


FIGURA 2.22 - Armadura de proteção dos bordos livres

Para borda livre a laje deve conter: armadura paralela à borda livre, consistindo de pelo menos duas barras, uma na parte superior e outra na parte inferior, além de uma outra barra em forma de grampo, a qual deve se estender a uma distância de pelo menos $2h$ da borda, esta recomendação também é feita pelo Texto Base para Revisão da NBR 1/78 (1997).

Quando se tratar de lajes em balanço o Texto Base para Revisão da NB 1/78 (1997), indica que metade da armadura na parte superior da laje deve possuir

comprimento igual ao comprimento do balanço, a partir do eixo da viga, devendo-se adotar o mesmo para o lado da laje. A outra metade da armadura deve possuir comprimento igual a 50% do comprimento do balanço, figura 2.23.

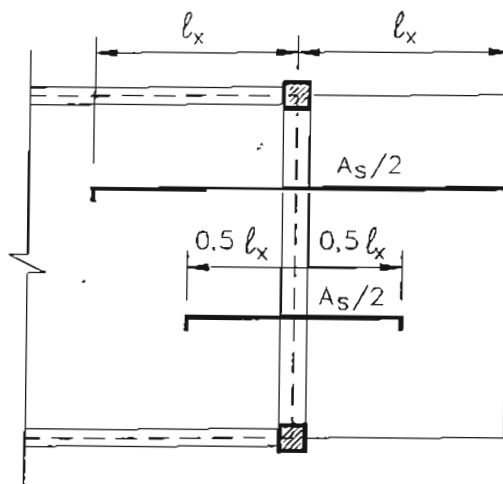


FIGURA 2.23 - Arranjos de armaduras para lajes em balanço, segundo Texto Base para Revisão da NB 1/78 (1997)

2.6 DETALHAMENTO DE LAJES COM TELA SOLDADA

O uso de telas soldadas na construção permite uma otimização dos trabalhos além de maior economia, pois com o uso de telas o prazo para armar e montar a laje diminui com relação à utilização de barras isoladas, ocorrendo redução na mão-de-obra, eliminação do arame utilizado para amarração das barras, redução das perdas e melhor controle das fissuras

Segundo a NBR 7481 (1982), as telas tem configuração retangular, sendo formadas por uma rede de malhas quadradas ou não, constituídas por fios longitudinais e transversais, sendo estes fios paralelos entre si em cada direção. Esses fios são soldados entre si formando nós.

As telas podem ser fabricadas com fios de categoria CA-60 ou com barras de aço categoria CA-50.

Para que a tela fique caracterizada completamente, deve-se estabelecer o formato da malha (Q, L, T), o comprimento e a largura da tela, o espaçamento entre os fios longitudinais e entre os fios transversais, as áreas das seções transversais por metro dos fios longitudinais e dos fios transversais e os comprimentos das franjas periféricas.

De acordo com o IBTS (Instituto Brasileiro de Telas Soldadas), as especificações Q, L, T indicam se a área de aço transversal é maior que a longitudinal e vice-versa ou mesmo se elas são iguais. A tela do tipo Q, possui área de aço longitudinal igual à área de aço transversal; a tipo L, apresenta área de aço longitudinal maior que a área de aço transversal e a do tipo T, apresenta área de aço transversal maior que a longitudinal.

Quando as letras Q, L, T, vierem acompanhadas da letra A significa que a tela foi produzida com aço CA-50.

Os espaçamentos entre os fios são padronizados e os fabricantes adotam para valor mínimo 5 cm e máximo de 30 cm apresentando valores intermediários de 10 cm, 15cm e 20 cm.

A largura da tela é a sua menor dimensão (sendo de 2,45 m) e os comprimentos padronizados são de: 3 m, 4,2 m e 6 m, quando as telas forem

fornechas em rolos os comprimentos padronizados são de 60 m e 120 m.

O comprimento da franja longitudinal é igual a metade do espaçamento e o das franjas transversais são de 2,5 cm.

Para ilustrar tem-se um exemplo de tela L138/23 - 2,45 x 6,0, o que significa então, uma tela do tipo L, com armadura longitudinal igual a 138 mm²/m, armadura transversal de 23 mm²/m, com largura de 2,45 m, comprimento de 6,0 m e aço CA-60.

A indicação da posição, designação e dimensão de cada painel usado, são representados graficamente, por meio de um retângulo em escala, com uma diagonal traçada, conforme indicado na figura 2.24.

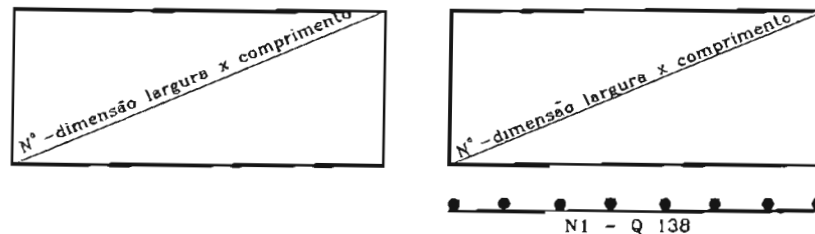


FIGURA 2.24 - Simbologia de tela soldada para armadura simples

O desenho anterior indicando a armadura em tela da laje, deve ser feito sobreposto no desenho de contorno da forma estrutural do pavimento.

Quando não for necessária a mesma área de aço na peça toda, exemplo que ocorre com as armaduras posicionadas na face inferior da laje, onde nas regiões próximas ao apoio a armadura necessária é somente a metade da armadura do centro do vão, podem ser detalhadas telas sobrepostas, de modo que se tenha nas regiões de maior esforço a armadura total e nas regiões de menor esforço uma armadura reduzida, figura 2.25.

Entretanto analisando-se do ponto de vista da viabilidade de execução, esta economia de material pode levar a um aumento de mão-de-obra, dificultando a execução em obra, sendo assim recomenda-se adotar a mesma área de aço na laje do que trabalhar com telas sobrepostas.

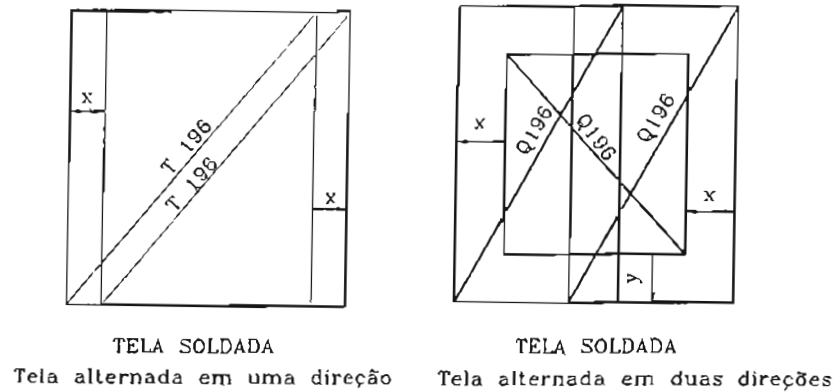


FIGURA 2.25 - Telas alternadas em uma ou em duas direções para satisfazer o detalhe da diminuição de armadura nos bordos da laje.

2.7 ABERTURAS EM LAJES RETANGULARES APOIADAS EM DUAS DIREÇÕES

LEONHARDT & MÖNNIG (1978), afirmam que apenas alguns casos de lajes retangulares com aberturas foram tratados na literatura técnica, e para os casos mais gerais existem programas de cálculo que determinam os esforços solicitantes atuantes na laje, entretanto um cálculo simplificado para algumas situações pode ser suficiente.

Para determinar de modo aproximado os esforços solicitantes em uma laje apoiada em quatro bordas com uma abertura, pode-se dividi-la em várias lajes sendo determinados os esforços solicitantes para cada uma delas independentemente, figura 2.26. Entretanto o processo mais indicado para dimensionar uma laje com aberturas é processo de elementos finitos, devido ao fato de apresentar valores de esforços solicitantes próximos aos que estão ocorrendo na laje.

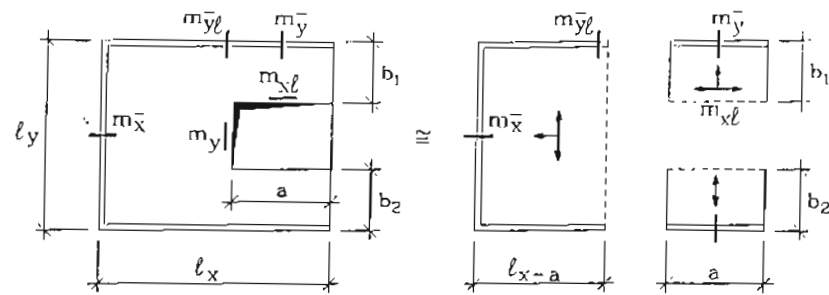


FIGURA 2.26 - Cálculo aproximado de laje com abertura. Decomposição válida para $0,3 < a/l_x < 0,6$ e $b_1/a > 0,5$

O comportamento resistente de lajes com aberturas depende muito da posição, do tamanho e da forma da abertura. Para aberturas retangulares com dimensões inferiores a um quinto do vão, basta dispor as barras da armadura resistente, que teoricamente estariam distribuídas na região da abertura, concentradas nas bordas.

Nos cantos das aberturas surgem picos de tensão, devido ao “efeito de entalhe”, conduzindo ao aparecimento de fissuras que são mantidas com pequena abertura, por meio de uma armadura adicional na direção transversal ou por uma armadura inclinada, figura 2.27.

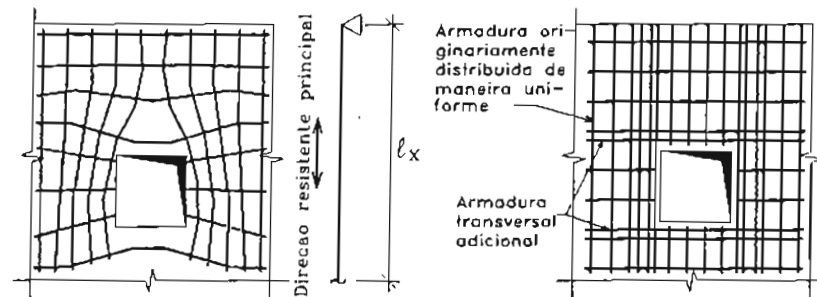


FIGURA 2.27 - Distribuição de armadura nos bordos da abertura

De acordo com o Texto Base para Revisão da NB 1/78 (1997), além das barras paralelas aos bordos devem ser colocadas barras inclinadas, figura 2.28, para diminuir a abertura de fissuras que surgem nos cantos e armadura nas bordas da abertura em forma de grampos, como já mostrado anteriormente.

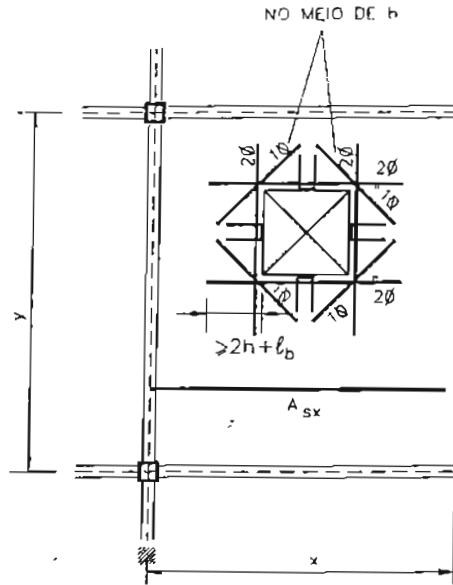


FIGURA 2.28 -Lajes com aberturas, arranjo segundo Texto Base para Revisão da NB 1/78 (1997)

A NBR 6118 (1978), especifica que a verificação do efeito de aberturas normais ao plano médio de lajes armadas em uma só direção, não precisa ser feita, se na direção perpendicular à armadura principal a maior dimensão da abertura não ultrapassar 1/10 da largura útil nem 1/10 do vão, não havendo entre duas aberturas consecutivas distância inferior a 1/2 do vão e entre uma abertura e a borda livre da laje distância inferior a 1/4 do vão, figura 2.29.

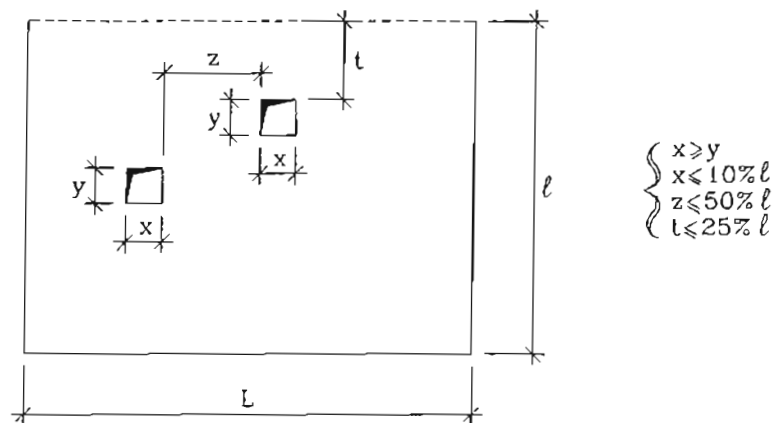


FIGURA 2.29 - Verificação de aberturas nas lajes

A dispensa da verificação da segurança da laje com aberturas pode ser feita

também para lajes armadas em duas direções, se a dimensão da abertura em cada direção da armadura satisfizer as mesmas condições descritas para lajes armadas em uma direção.

Quando a abertura for temporária, como por exemplo, para instalação de dutos ou equipamentos, costuma-se deixar a armadura de ligação no concreto do primeiro estágio, a qual posteriormente é emendada com a armadura colocada no concreto no segundo estágio. Essas armaduras geralmente são de aço categoria CA-25 para facilitar o dobramento e desdobraimento na fase executiva, figura 2.30.

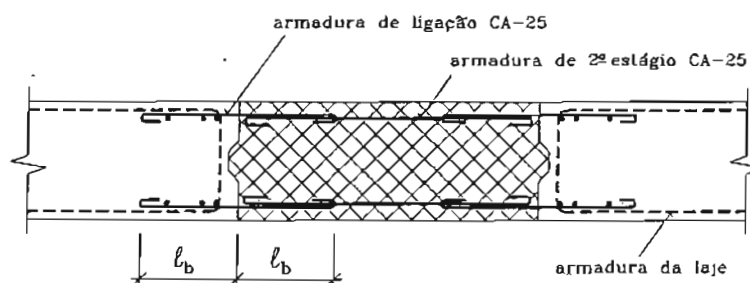


FIGURA 2.30 - Detalhe de armadura para abertura temporária em laje
[CUNHA & SOUZA, 1994]

2.8 LAJES CIRCULARES

LEONHARDT & MÖNNIG (1978), indicam que as lajes circulares devem ser armadas segundo as direções radial e tangencial, onde ocorrem os momentos principais, porém esta distribuição é muito difícil de ser realizada, pois quando a armadura inferior da laje circular é distribuída de maneira radial, no meio da laje cruzam-se um número excessivo de barras.

Para tanto é proposto um arranjo no qual se adotam armaduras ortogonais, com 3 a 4 grupos de barras de pequeno diâmetro e paralelas (figura 2.31), que se cruzam no meio, em 3 a 4 camadas e que são complementadas, na região mais afastada do centro, com barras radiais, sendo necessária uma armadura tangencial próxima ao bordo, o qual não fica bem protegido somente com a armadura em malha.

Os principais momentos se desenvolvem sempre nas direções radial e circunferencial, no caso de carregamento com simetria axial. Estes momentos podem ser determinados utilizando-se as tabelas de BARES (1970).

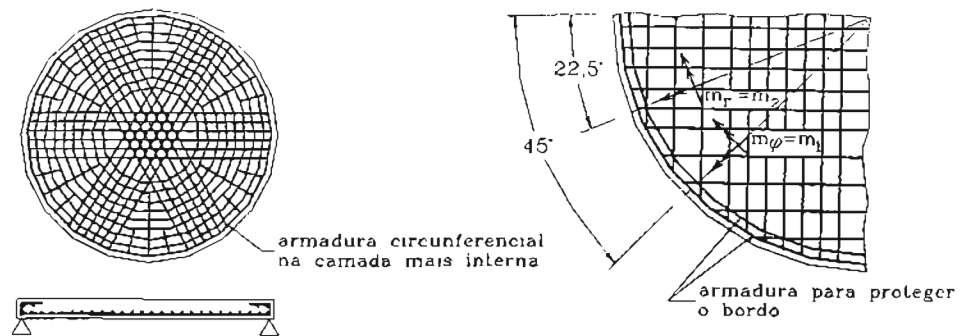


FIGURA 2.31 - Arranjo de armadura para laje circular
[LEONHARDT & MÖNNIG, 1978]

2.9 LAJE NERVURADA

A espessura de uma laje de concreto armado é função direta do vão a ser vencido, devendo ser tal que evite grandes deformações e vibrações incômodas.

Assim para grandes vãos, as lajes maciças teriam que ter grandes espessuras e a maior parte de sua capacidade resistente seria utilizada no combate às solicitações devidas ao peso próprio da laje, tornando a estrutura antieconômica. Para que a laje de concreto continue sendo de uso vantajoso viu-se a possibilidade de suprimir parte do concreto da zona tracionada da laje, agrupando-se as armaduras de tração em faixas, chamadas nervuras.

Portanto, as lajes nervuradas são aquelas que têm sua zona de tração constituída por nervuras, entre as quais podem ser colocados materiais não-estruturais, de modo a tornar plana a superfície inferior da peça e permitir economia de forma.

Esses materiais podem ser: tijolos de argila, caixas de fibro-cimento, blocos de gesso, isopor, concreto celular, etc..

Os vãos livres adotados para as lajes nervuradas, seguem as mesmas especificações feitas para lajes maciças, item 2.3.1.

As lajes nervuradas, como as lajes maciças, podem ter suas bordas apoiadas, engastadas ou em balanço. Entretanto recomenda-se evitar o uso de lajes nervuradas

engastadas, em balanço, visto que nestes casos têm-se esforços de tração na face superior, onde encontra-se a mesa de concreto, e esforços de compressão na parte inferior, região em que a área de concreto é reduzida, por ser retangular a alma da viga T.

Portanto, a prática usual consiste em se fazer painéis isolados de lajes nervuradas para vãos em que a adoção de lajes maciças fica antieconômica.

As lajes nervuradas podem ser projetadas como se fossem lajes maciças, desde que, segundo NBR 6118 (1978), a distância livre entre as nervuras não seja maior que 100 cm e para evitar armadura de cisalhamento nas nervuras a distância entre elas não deve ultrapassar 50 cm, a espessura das nervuras (h_f) não deve ultrapassar 4 cm e a espessura da mesa não deve ser inferior a 1/15 da distância livre entre as nervuras ou a 4 cm, figura 2.32. Não atendendo estas especificações devem ser calculados os esforços solicitantes obrigatoriamente considerando a teoria das grelhas.

O EUROCODE (1992), indica que uma laje nervurada pode ser tratada como laje maciça quando as nervuras transversais tiverem rigidez suficiente à torção, se a distância ente as nervuras não ultrapassar 150 cm, se a espessura da mesa for maior ou igual a 5 cm ou 4 cm (quando tiver blocos de enchimento permanentes entre as nervuras) ou maior que $a/10$, ver figura 2.32.

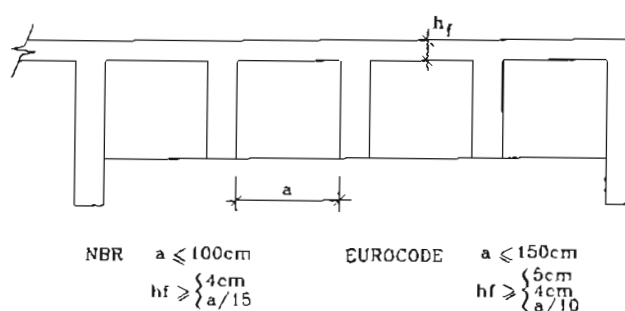


FIGURA 2.32 - Especificações para lajes nervuradas

Nas nervuras com espessura inferior a 8 cm não é permitido o emprego de armaduras de compressão do lado oposto à mesa.

A resistência à flexão da mesa deve ser verificada como laje maciça

considerada apoiada nas bordas sempre que a distância livre entre as nervuras superar 50 cm ou houver carga concentrada no painel entre as nervuras.

As nervuras devem ser verificadas à flexão e ao cisalhamento.

A verificação da nervura com relação às tensões normais deve obedecer a NBR 6118 (1978), adotando seção T, como seção resistente, atuando momento fletor.

Se a mesa da laje situar-se na parte tracionada da laje, a seção resistente a ser considerada é apenas a nervura (altura h e largura b_w).

Com a mesa na face comprimida, mas cortada pela linha neutra, a seção resistente passa a ser um T falso, composto de seção retangular de altura h e largura b_f .

Segundo BOCCHI (1995) quando a mesa é toda comprimida ou seja, a linha neutra está na alma da seção T e $b_f/b_w \geq 5$ pode-se adotar para as lajes um dimensionamento simplificado, desprezando-se as tensões de compressão atuantes na alma oriundas da flexão, e desde que nas fibras inferiores da mesa comprimida, tenha-se $\epsilon_c \geq 0,2\%$.

Este processo simplificado de dimensionamento está a favor da segurança, porém quando $b_f/b_w < 5$, este processo torna-se anti-econômico, devendo-se portanto considerar a colaboração da região comprimida da alma.

Para calcular a armadura destinada a absorver os esforços de tração provenientes da flexão das nervuras, podem-se utilizar as tabelas para flexão simples em seção retangular indicadas em PINHEIRO (1993), onde têm-se os valores de k_c , k_s e, portanto, A_s .

Para as nervuras a verificação ao cisalhamento deve ser feita considerando as hipóteses adotadas para vigas se a distância livre entre elas for superior a 50 cm, sendo obrigatório o uso de estribos, para qualquer valor de sollicitação, como detalhe indicado na figura 2.33.

Quando $a < 50$ cm a verificação ao cisalhamento deve ser feita considerando os mesmos critérios indicados para lajes maciças, inclusive para a dispensa de armadura para absorver os efeitos da ação da força cortante.

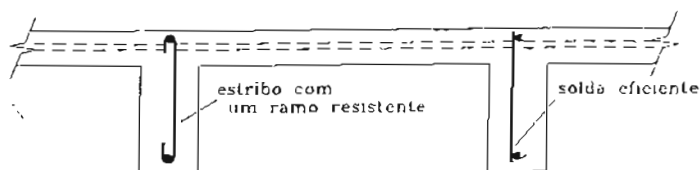


FIGURA 2.33 - Armadura de cisalhamento das nervuras
[FUSCO, 1994]

Segundo LEONHARDT & MÖNNIG (1978), caso os estribos sejam necessários estes devem possuir ganchos virados para dentro ou barras de ancoragem em cima facilitando o emprego de malhas na mesa da laje, figura 2.34. Como nas lajes nervuradas a espessura da mesa geralmente é muito pequena ocorre o problema da retração, onde o uso de tela soldada como armadura posicionada na parte inferior da laje ajuda a combater o surgimento de fissuras.

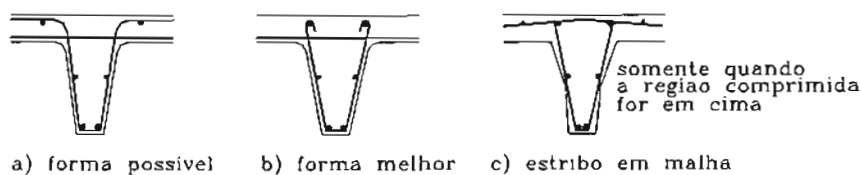


FIGURA 2.34 - Detalhe de armadura transversal para nervura
[LEONHARDT & MÖNNIG, 1978]

A NBR 6118 (1978), estabelece que o espaçamento dos estribos, medidos paralelamente ao eixo da peça, deve ser no máximo igual a $0,5d$, não podendo ser maior que 30 cm. Se houver armadura longitudinal de compressão exigida pelo cálculo, o espaçamento dos estribos, medido ao longo da armadura, não pode, também, ser maior que 21 vezes o diâmetro das barras longitudinais para CA-25, e 12 vezes para CA-50 e CA-60.

O Texto Base para Revisão da NB 1/78 (1997) indica como espaçamento máximo dos estribos o valor de 20 cm.

Nas lajes armadas em uma só direção, são necessárias nervuras transversais sempre que existirem ações concentradas ou quando o vão teórico for superior a 4m, exigindo-se duas nervuras no mínimo, se o vão ultrapassar 6 m.

Quando a distância entre nervuras superar 50 cm é indicado analisar as

nervuras como vigas usuais, respeitando-se a espessura mínima e a armadura mínima da alma da viga.

Nas lajes nervuradas contínuas, nos apoios intermediários a seção resistente é formada apenas pelas nervuras da laje, as quais funcionam como vigas de seção retangular, pois a mesa neste caso está na zona tracionada, figura 2.35.

A armadura longitudinal da laje nervurada pode ser constituída por uma ou mais barras retas, eventualmente escalonadas.

A armadura da mesa da laje nervurada pode ficar situada junto a face superior ou inferior da laje, porque esta funciona, entre as nervuras, como arco abatido atirantado. Na região de momentos positivos da laje, é suficiente usar de 3 a 4 barras finas por metro, transversais às nervuras, ou uma malha com poucas barras finas longitudinais, figura 2.36.

Na região dos apoios intermediários ou quando houver exigências de resistência a incêndios, é sempre necessário colocar estribos, nas nervuras.

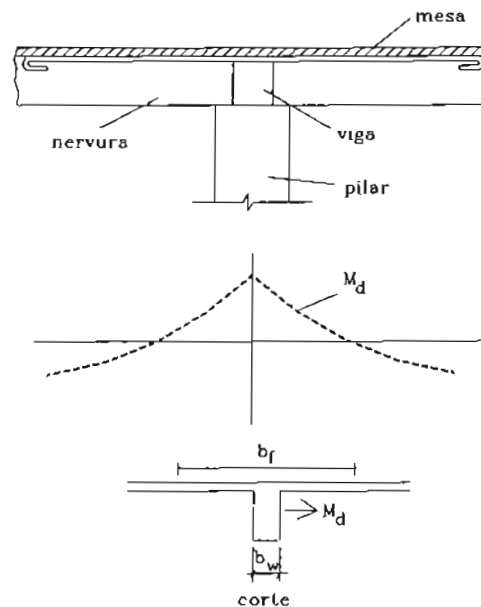


FIGURA 2.35 - Laje nervurada contínua
[Adaptado de FUSCO, 1994]

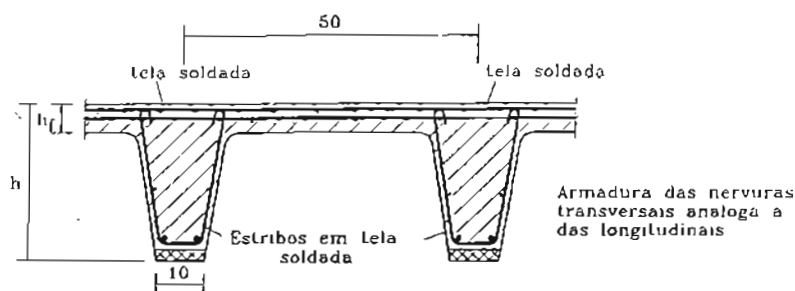


FIGURA 2.36 - Distribuição de armaduras na lajes nervuradas
[Adaptado de LEONHARDT & MÖNNIG, 1978]

Na determinação dos momentos fletores das lajes nervuradas contínuas é muito importante levar em conta a redistribuição de momentos fletores nos apoios (não havendo necessidade de aumentar a largura da nervura). Durante ensaios experimentais, segundo LEONHARDT & MÖNNIG (1978), o dimensionamento para apenas 50% do momento fletor no apoio e para momentos fletores no vão aumentados de modo correspondente, resultou em uma ação maior do que se essa fosse dimensionada com os seus respectivos momentos fletores no vão e no apoio.

LEONHARDT & MÖNNIG (1978) indicam que para as armaduras sobre os apoios, o melhor é adotar uma malha distribuída em toda a largura da mesa da laje superior; quando a laje for dimensionada para o momento reduzido no apoio, esta armadura deve se estender até o ponto de momento fletor nulo (calculado no estágio I), isto se o momento negativo, provocado pela ação acidental no vão vizinho não avançar ainda mais para dentro do vão devido à redistribuição de momento.

Com relação às nervuras transversais estas devem possuir praticamente a mesma altura das longitudinais apresentando armadura inferior com a mesma seção transversal das armaduras das nervuras longitudinais. Na parte superior das nervuras transversais deve-se ter uma armadura cerca de 40% da armadura inferior para absorver momentos negativos que surgem especialmente no caso de cargas distribuídas não uniforme ou cargas concentradas.

2.9.1 Verificação dos deslocamentos em lajes nervuradas

Para o Código Modelo do CEB (1992), a verificação dos deslocamentos é dispensada, quando as deformações na laje não excedem determinados valores e não oferecem danos aos revestimentos, sendo esta verificação dispensada quando:

a) a laje não exceder 5m de vão;

b) laje com $\frac{\alpha \ell}{h} \leq 30$


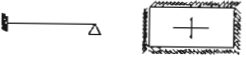

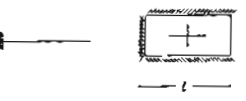
onde:

h - espessura da laje;

ℓ - vão da laje;

α - valor tabelado, que depende das condições de vinculação da laje.

Tabela 2.1 - valores de α

TIPO DE VINCULAÇÃO	VALORES DE α
	1,0
	0,8
	0,6
	2,4

2.9.2 Lajes nervuradas em mais de uma direção

As lajes nervuradas em mais de uma direção devem ser apoiadas no contorno, sendo utilizadas para vãos em torno de 8 m a 10 m. Como exemplo temos lajes nervuradas em duas ou em três direções, figura 2.37 c.

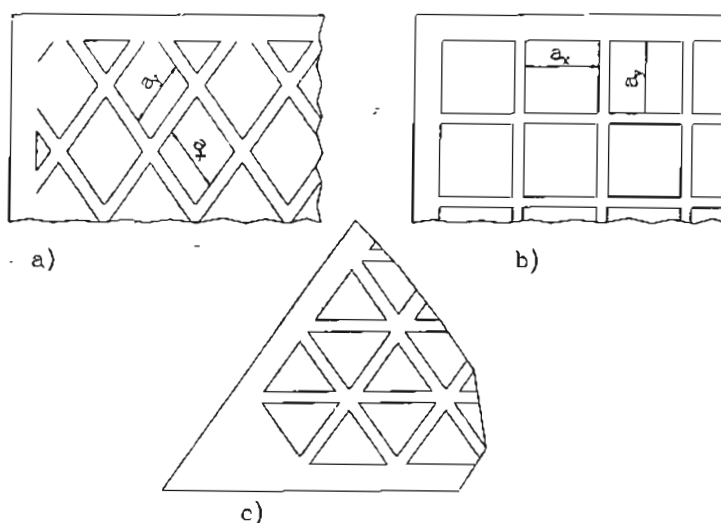


FIGURA 2.37 - Lajes nervuradas em duas ou três direções
[LEONHARDT & MÖNNIG, 1978]

O dimensionamento à flexão da mesa dessas lajes pode ser dispensado se a espessura delas for no mínimo igual a $\frac{1}{20}a_y$ e $a_y \leq 1,6a_x$ ou $\leq 1,0$ m.

Os esforços solicitantes nas nervuras podem ser determinados pela teoria das grelhas ou das placas, mas sem consideração da rigidez à torção.

Quando o espaçamento entre as nervuras (a_y) for maior que 1,0 m deve-se considerar o efeito de arco para dimensionar a mesa superior, permitindo uma diminuição da armadura da laje nos vãos intermediários de até 50%. O empuxo do arco, não equilibrado no bordo, é absorvido pelo funcionamento como chapa, para isso, deve-se ter tirante para ancorar no nível superior da laje situados nos elementos de bordo da laje.

3 VIGAS

3.1 GENERALIDADES

As vigas são elementos estruturais, que podem ser classificados, segundo um critério geométrico, como elementos lineares de seções não delgadas, isto é, a espessura (b) e a altura (h), possuem a mesma ordem de grandeza, sendo estas bem menores que o comprimento (ℓ).

As vigas podem ser de várias formas: seção caixão, com aberturas, seção variável e Vierendel.

Nos edifícios as vigas têm como finalidade servir de apoio para as lajes e suporte de paredes ou ações de outras vigas, absorvendo, portanto, as ações a elas transmitidas, e distribuir essas ações para os pilares. A importância das vigas se dá também pelo fato de formarem pórticos rígidos juntamente com os pilares, sendo estes pórticos importantes para garantir a segurança estrutural do edifício, pois eles além de absorverem a ação do vento, contribuem para garantir a estabilidade global do edifício.

As vigas de um pavimento-tipo de edifício podem constituir uma grelha, porém o modelo estático considerado no projeto estrutural, pode prever vigas isoladas.

Os esforços que atuam nas vigas, são essencialmente esforços solicitantes de flexão: momento fletor e força cortante.

Com relação às ações que ocorrem nas vigas podem ser citadas, as reações de apoio das lajes, as ações permanentes de alvenarias que nelas se apoiam e em alguns casos, quando ocorrer viga apoiada em viga, uma ação concentrada.

3.2 ESFORÇOS SOLICITANTES

3.2.1 Vão teórico

A NBR 6118 (1978), propõe como vão teórico para as vigas a distância entre os centros dos apoios, não sendo necessário adotar valores maiores que:

- a) em viga isolada: $1,05 \ell_0$;
- b) em vão extremo de viga contínua: o vão livre (ℓ_0) acrescido da semi-largura do apoio interno e de $0,33 \ell_0$.

Nas vigas em balanço, o comprimento teórico é o comprimento da extremidade até o centro do apoio, não sendo necessário considerar valores superiores a 1,03 vez o comprimento livre, figura 3.1.

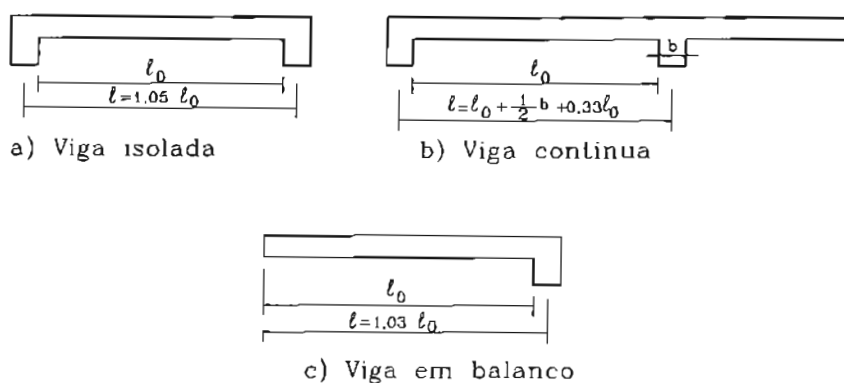


FIGURA 3.1 - Vão teórico de vigas

3.2.2 Espessura das vigas

De acordo com a NBR 6118 (1978), a largura das vigas de seção retangular e as nervuras das vigas de seção T não devem ter largura menor que 8 cm.

Segundo o Texto Base para a Revisão da NB1/78 (1994), a seção transversal das vigas não deve apresentar largura menor que 10 cm, sendo este limite válido inclusive para vigas-parede.

Com relação a altura, adotando-se um critério para ante-projeto, as vigas não devem apresentar alturas com valores maiores do que 1/13 a 1/11 do vão livre, no caso de vãos internos e de 1/11 a 1/9, no caso de vãos externos.

Nos edifícios as dimensões das vigas devem ser escolhidas de modo que elas fiquem embutidas na alvenaria, não alterando o projeto arquitetônico.

3.2.3 Esforços solicitantes

Os esforços solicitantes que atuam nas vigas são momento fletor, força cortante e, em alguns casos, momento torçor, quando necessário para o equilíbrio da estrutura, viga ou laje.

Esses esforços solicitantes nas vigas podem ser determinados por vários processos dentre os quais o *processo de Cross*, no qual a viga é adotada como contínua, considerando-se a viga sem ligação rígida com os pilares.

A consideração de viga contínua não é a melhor análise, podendo-se adotar outro modelo onde é considerado a existência de pórticos, os quais são formados por vigas e pilares.

Para este modelo existem programas para computador, os quais fornecem os valores dos esforços solicitantes que atuam nas vigas e nos pilares dos edifícios, para ações verticais e horizontais.

Entre os programas podem ser citados SAP 90 (1990), utilizado para pórtico tridimensional, PPLAN, para pórtico plano, GPLAN para grelha plana e o SISTRUT, TQS Informática Ltda. Os programas PPLAN e GPLAN, foram elaborados por CORRÊA & RAMALHO (1991).

3.3 DETERMINAÇÃO DA ARMADURA LONGITUDINAL

O dimensionamento da armadura longitudinal pode ser feito através das tabelas tipo k, onde se determinam os coeficientes k_c e k_s calculados por PINHEIRO (1993). Partindo-se do conhecimento dos valores dos momentos fletores calculados e sabendo-

se as dimensões da viga, pode-se então calcular a área da armadura longitudinal, pois:

$$k_c = \frac{bd^2}{M_d} \text{ (cm}^2\text{/kN)} \quad (3.1)$$

$$k_s = \frac{A_s d}{M_d} \text{ (cm}^2\text{/kN)} \quad (3.2)$$

A área de armadura longitudinal A_s , não deve ser inferior a armadura mínima a qual é determinada pela NBR 6118 (1978) como sendo igual a 0,25% de $b_w \cdot h$, quando a armadura for constituída de aço CA-25 e igual a 0,15% de $b_w \cdot h$ se a armadura for de aço CA-50 ou CA-60.

3.4 DETERMINAÇÃO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Devido à fissuração, as vigas de concreto armado podem ser estudadas como tendo distribuição de esforços internos que se assemelham às treliças. Na figura 3.2 pode-se observar que as fissuras se assemelham às diagonais de uma treliça.

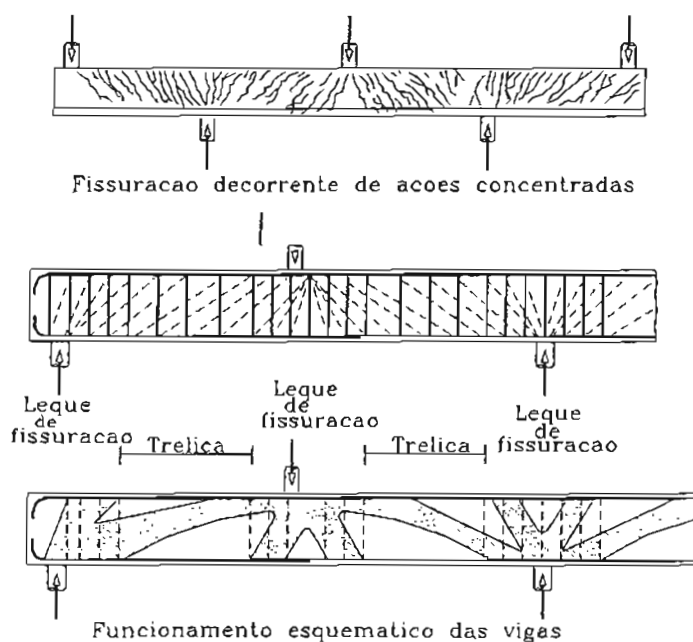


FIGURA 3.2 - Fissuras e comportamento de treliça
[FUSCO, 1994]

Alguns pesquisadores fizeram medições das tensões nos estribos das vigas, as quais mostraram que o modelo de treliça se desenvolve efetivamente apenas fora dos leques de fissuração, as tensões nos estribos nas regiões dos leques de fissuração junto às ações concentradas são menores que nos trechos intermediários, onde se tem comportamento de treliça.

Portanto, o dimensionamento da armadura adotando-se o modelo de treliça é a favor da segurança, devendo ser feita uma redução no valor da força cortante na região do apoio, porém as tensões nas bielas são contra a segurança.

O leque de fissuração faz com que, no caso de emprego, de barras dobradas, as posições limites de dobramento fiquem condicionadas como se observa na figura 3.3.

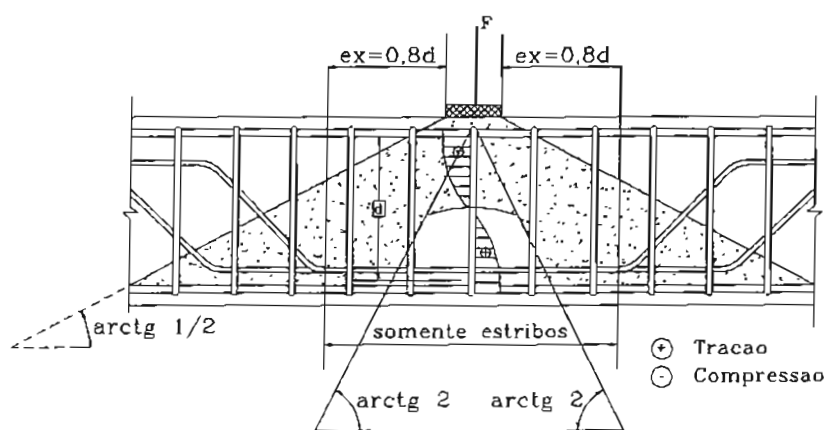


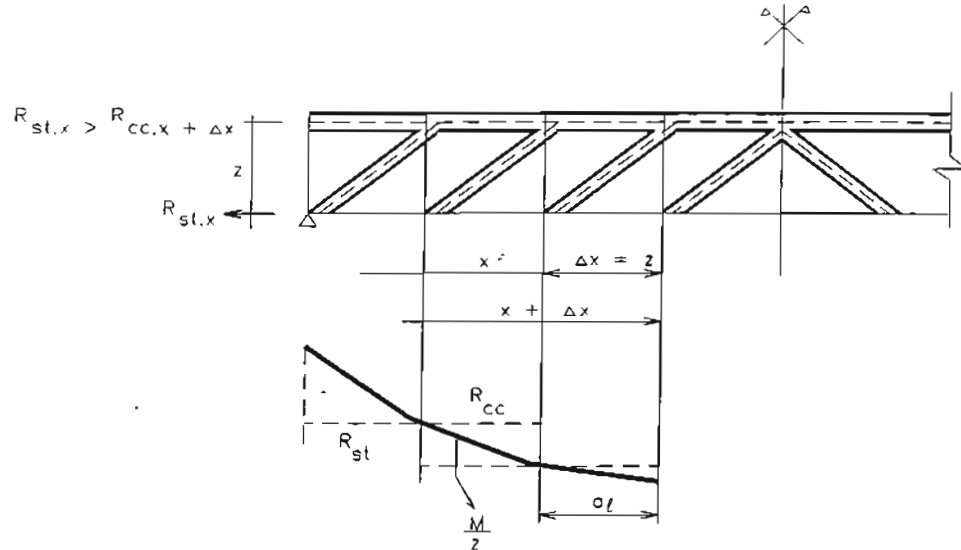
FIGURA 3.3 - Limite de dobra das barras longitudinais
[FUSCO, 1994]

De acordo com FUSCO (1994) na presença de ações concentradas elevadas é prudente reforçar o banzo comprimido com armadura de compressão, colocada na região de aplicação das cargas.

A analogia entre a viga fissurada e a treliça clássica está baseada nas seguintes hipóteses: banzos paralelos, treliça isostática; banzo comprimido inclinado nos apoios; bielas inclinadas de 45° e estribos inclinados de um ângulo entre 45° e 90° .

Uma viga de alma cheia apresenta em qualquer seção uma resultante de compressão (R_c) e de tração (R_t) igual ao momento (M) dividido pelo braço de alavanca (z).

A treliça apresenta valores constantes entre dois nós, porém entre a seção x e a seção $x+\Delta x$ tem-se, figura 3.4:



R_{cc} - resultante das tensões de compressão no concreto;

R_{st} - resultante das tensões de tração na armadura longitudinal.

FIGURA 3.4 - Analogia de treliça

$$R_{st,x} = \frac{M_{x+\Delta x}}{z} \quad (\text{translação } a_l \text{ do diagrama de } M) \quad (3.3)$$

$$R_{cc,x+\Delta x} = \frac{M_x}{z} \quad (3.4)$$

O deslocamento do diagrama de momentos fletores de cálculo é feito para compatibilizar o valor da força normal que atua na armadura, determinada no banzo tracionado da treliça de Ritter - Morsch, por ocasião da determinação da armadura transversal para absorver as tensões tangenciais oriundas do cisalhamento, com o valor da força determinada usando o diagrama de momento fletores de cálculo.

O valor numérico do deslocamento de a_l depende do tipo da armadura transversal (inclinada de 45° ou de 90°), do coeficiente η (quociente da área da seção da armadura transversal efetiva, pela área calculada com tensão igual a $1,15 \tau_{wd}$, não

considerando a redução τ_c e adotando η como menor ou igual a 1) e da altura útil (d).

Os valores de a_z podem ser observados na tabela 3.1.

TABELA 3.1 - Valores de a_z .
NBR 6118 (1978)

Tipo de armadura	$\tau_d / 1,15 \tau_{wd}$		
	$\leq 0,6$	0,6 a 0,8	$\geq 0,8$
armadura transversal inclinada de 45° com relação ao eixo da peça	0,75 d	0,50 d	0,25 d
armadura transversal inclinada de 90° com relação ao eixo da peça	1,00 d	0,75 d	0,50 d

O modelo proposto pela NBR 6118 (1978) para determinação da armadura transversal, sugere algumas modificações na analogia da treliça clássica, sendo chamada de analogia de treliça generalizada, pois resultados experimentais mostram que a treliça clássica apresentada anteriormente conduz à armaduras transversais um pouco exageradas.

Nesta analogia adotam-se outras hipóteses, as quais realmente ocorrem, sendo elas: a inclinação das fissuras nas vigas são menores que 45°, os banzos não são paralelos, a treliça é altamente hiperestática e as bielas de concreto são muito mais rígidas que os montantes tracionados da treliça.

Para o dimensionamento da armadura transversal (estribos) a tensão de cisalhamento de referência (τ_{wd}) é dada pela expressão (3.5):

$$\tau_{wd} = \frac{V_d}{b_w d} \leq \tau_{wu} \quad (3.5)$$

onde:

τ_{wu} - tensão última de cisalhamento;

V_d - força cortante de cálculo;

b_w - largura da viga;

d - altura útil da viga.

Para peças lineares com $b_w < 5h$, $\alpha = 90^\circ$

$$\tau_{wu} = 0,30 f_{cd} \leq 4,5 \text{ MPa} \quad (3.6)$$

Para peças lineares com $b_w < 5h$, $\alpha = 45^\circ$

$$\tau_{wu} = 0,30 f_{cd} \leq 5,5 \text{ MPa} \quad (3.7)$$

A força cortante última pode ser dada por:

$$V_{du} = \tau_{wu} b_w \cdot d \quad (3.8)$$

Sendo que para concreto de classes superiores a C20 o menor limite é o absoluto de 4,5 MPa.

Caso ocorra força cortante de cálculo maior que a força cortante última deve-se aumentar a área da seção transversal da viga.

A tensão na armadura transversal é calculada pela expressão:

$$\tau_d = 1,15 \tau_{wd} - \tau_c \quad (3.9)$$

onde:

τ_d - tensão de cisalhamento de cálculo para determinação da armadura transversal;

τ_{wd} - tensão de cisalhamento a ser decrescida da tensão de cálculo, para determinação da armadura transversal.

$$\tau_c = \psi_1 \sqrt{f_{ck}} \text{ (MPa)} \quad (3.10)$$

sendo que:

$\psi_1 = 0,15$ na flexão simples e na flexo-tração com a linha neutra cortando a seção;

$\psi_1 = 0,15 \left(1 + \frac{M_0}{M_{d,max}} \right)$ na flexo-compressão;

onde:

M_0 - valor do momento fletor que anula a tensão normal na borda menos comprimida;

$M_{d,max}$ - momento fletor da seção transversal que está mais solicitada à flexão, no trecho considerado pelo cálculo.

$\psi_1 = 0$ na flexo-tração com a linha neutra fora da seção

A área da armadura transversal (A_{sw}) pode ser calculada pela expressão:

$$\frac{A_{sw}}{s n} = \frac{\tau_d}{f_{ywd}} b_w \frac{100}{n} \quad (\text{cm}^2/\text{m}) \quad (3.11)$$

onde:

s - espaçamento entre os estribos;

n - número de ramos dos estribos;

$$f_{ywd} = \frac{f_{yk}}{1,15} \leq 435 \text{ MPa.}$$

A área da armadura transversal $\frac{A_{sw}}{sn}$ deve ser igual ou maior que a área de armadura mínima necessária:

$$\frac{A_{swmin}}{sn} = 0,14 \frac{b_w}{n} \quad (\text{cm}^2/\text{m}) \quad (3.12)$$

3.5 DETERMINAÇÃO DA ARMADURA DE TORÇÃO

Após iniciado o processo de fissuração das vigas submetidas à torção, as fissuras se desenvolvem em forma de hélice e com ângulo de 135° de inclinação. A partir de análise experimental percebeu-se que apenas as regiões próximas às faces externas da seção transversal é que colaboram, como se a seção fosse vazada. Para se chegar a esta conclusão compararam-se os resultados de ensaios de viga de seção vazada com viga de seção cheia, sendo que os diagramas de deformações e de tensões no aço são semelhantes nos dois casos.

Para que se possa efetuar o cálculo da armadura de torção, primeiro é

necessário definir a espessura da parede fictícia da seção vazada equivalente a ser considerada, a qual pode ser definida como sendo o menor valor entre um sexto da menor dimensão da seção transversal e um quinto das distâncias entre os eixos das barras longitudinais posicionadas nas quinas dos estribos verticais, medida paralelamente ao menor lado da seção, conforme indicado na figura 3.5.

$$\text{Se } b_s \leq \frac{5}{6} b, \text{ então } h_e = \frac{b_s}{5} \text{ e } A_e = b_s h_s \quad (3.13)$$

$$\text{Se } b_s \geq \frac{5}{6} b, \text{ então } h_e = \frac{b}{6} \text{ e } A_e = \frac{5}{6} b \left[h - \frac{b}{6} \right] \quad (3.14)$$

onde :

b_s - largura da viga (b_w), menos duas vezes a distância do centro das barras longitudinais posicionadas nas quinas dos estribos, até a face da viga.

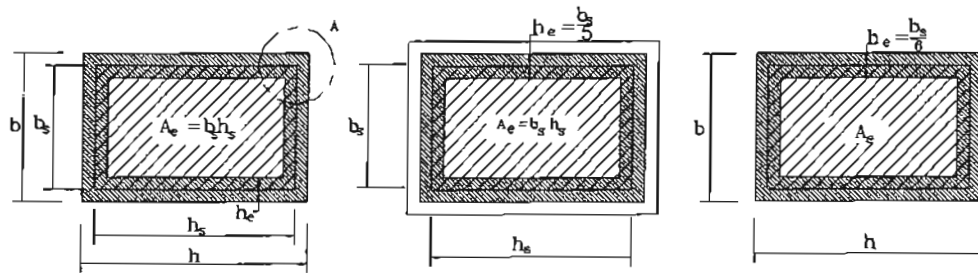


FIGURA 3.5 - Seções vazadas equivalentes - análise das posições das barras [LEONHARDT & MÖNNIG, 1978]

No caso de seções transversais constituídas por retângulos, a área da seção vazada correspondente é determinada de acordo com a figura 3.6a, caso a seção seja irregular a área da seção vazada é a área da seção da circular correspondente ao círculo de maior área na seção, figura 3.6b.

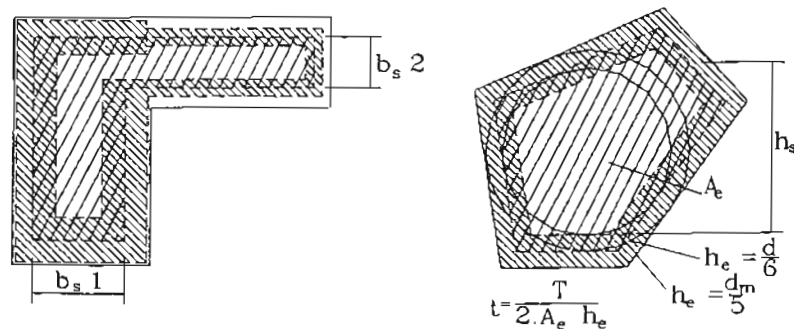


FIGURA 3.6 - Seções vazadas equivalentes [LEONHARDT & MÖNNIG, 1978]

A NBR 6118 (1978) indica que quando o efeito de torção não for essencial ao equilíbrio da estrutura, a sua consideração no estado limite último pode ser dispensada. Entretanto quando o efeito não for desprezível e a viga também estiver submetida à momento fletor e força cortante, as armaduras a serem dispostas na viga devem ser dimensionadas considerando-se cada efeito em separado.

Assim as armaduras longitudinais são dimensionadas para absorver o momento fletor de cálculo e o momento torçor, lembrando que as barras devem ser distribuídas ao longo do perímetro dos estribos, portanto, na região tracionada da viga, as áreas das armaduras devem ser somadas.

A tensão tangencial oriunda da torção é dada por:

$$\tau_{td} = \frac{T_d}{2A_e h_e} \quad (3.15)$$

onde:

T_d - momento torçor de cálculo;

A_e - área limitada pela linha média da parede, incluindo a parte vazada;

h_e - espessura da parede no ponto considerado.

Quando o menor valor de h_e for maior do que a espessura da parede fictícia da seção cheia, de mesmo contorno externo, adota-se essa espessura em lugar de h_e .

Para se fazer a verificação da seção da viga com relação às tensões tangenciais oriundas do efeito da torção a NBR 6118 (1978) propõem que:

- para torção simples com armaduras paralela e normal ao eixo da peça:

$$\tau_{tu} = 0,22 f_{cd} \leq 4 \text{ MPa} \quad (3.16)$$

- para peça submetida a torção simples com armadura inclinada a 45°:

$$\tau_{tu} = 0,27 f_{cd} \leq 5 \text{ MPa} \quad (3.17)$$

- para esforços de cisalhamento, torção e força cortante:

$$\frac{\tau_{wd}}{\tau_{wu}} + \frac{\tau_{td}}{\tau_{tu}} \leq 1 \quad (3.18)$$

onde:

τ_{td} - tensão de cisalhamento de cálculo na torção;

τ_{tu} - tensão última de cisalhamento na torção.

Feita a verificação das dimensões da seção calculam-se então as armaduras longitudinal e transversal de tração as quais são expressas pelas seguintes identidades:

$$\frac{A_{g0}}{s} = \frac{A_{sl}}{u} = \frac{T_d}{2A_c f_{yd}} \quad (3.19)$$

onde:

s - espaçamento entre os estribos;

u - perímetro de A_c ;

A_{sl} - soma das áreas das seções das barras longitudinais;

A_{g0} - área da seção transversal de um estribo, simples ou múltiplo, normal ao eixo da peça;

T_d - momento de cálculo de torção.

Para se obter as áreas finais das armaduras, tanto longitudinal quanto transversal é só somar os valores de área encontrados devido aos esforços de flexão, momento fletor e força cortante.

3.6 DETALHAMENTO DAS ARMADURAS

3.6.1 Armadura de cisalhamento

As armaduras de cisalhamento (estribos) nas vigas devem ligar eficientemente o banzo comprimido e o tracionado.

Os esforços principais de tração inclinados na alma das vigas, são melhor absorvidos por armaduras de cisalhamento inclinadas de 45° a 90° em relação ao eixo

da viga, porém, devido a maior dificuldade de execução na obra, os estribos verticais são preferíveis.

Existem várias maneiras de se distribuir as armaduras para absorver tensões tangenciais oriundas da força cortante ao longo da viga, visto que cada uma apresenta para um determinado carregamento, valor diferente de abertura de fissura; quando a viga for armada somente com armadura longitudinal, figura 3.7a, ela apresentará fissuras maiores com relação à uma viga armada com estribos verticais e principalmente com estribos inclinados.

O uso de barra dobrada não diminui muito as aberturas de fissuras, não sendo hoje em dia utilizada, pois dificulta a execução e encarece a mão-de-obra, pois para fazer as dobras nas posições corretas há a necessidade de existir gabaritos, além disso existe a dificuldade de posicionamento da armadura na peça, figura 3.7b.

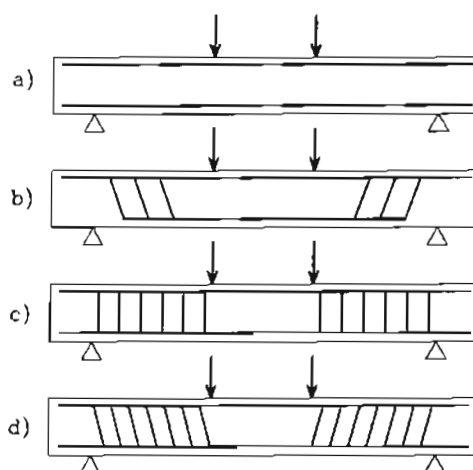


FIGURA 3.7 - Disposições possíveis de estribos nas vigas
[LEONHARDT & MÖNNIG, 1978]

Os estribos verticais, figura 3.7c, envolvem a armadura do banzo tracionado, onde as bielas de compressão apoiam-se garantindo pequenas aberturas de fissuras, sendo hoje os mais utilizados devido a facilidade de execução.

O uso de estribos inclinados, figura 3.7d, é favorável quando for garantida a disposição correta na direção dos esforços transversais de tração, pois eles limitam ainda mais as aberturas de fissuras, diminuindo os esforços nas bielas de compressão, sendo então indicados para vigas de grande altura e em seção caixão. Estes estribos

devem se apoiar nas barras longitudinais dos banzos tracionados e comprimidos, caso contrário pode ocorrer rompimento do concreto nesta região.

Embora os estribos inclinados possam apresentar vantagens teóricas em relação aos estribos verticais, o seu emprego sempre acarreta dificuldades construtivas, as quais devem ser consideradas durante a fase de projeto.

O uso de barras longitudinais dobradas como armadura de cisalhamento em vigas não limita as aberturas de fissuras devido ao fato das bielas de compressão se apoiarem nas barras como se elas fossem paredes de concreto sobre lâminas cortantes e, portanto, acabam por fendilhar esta região, figura 3.8.

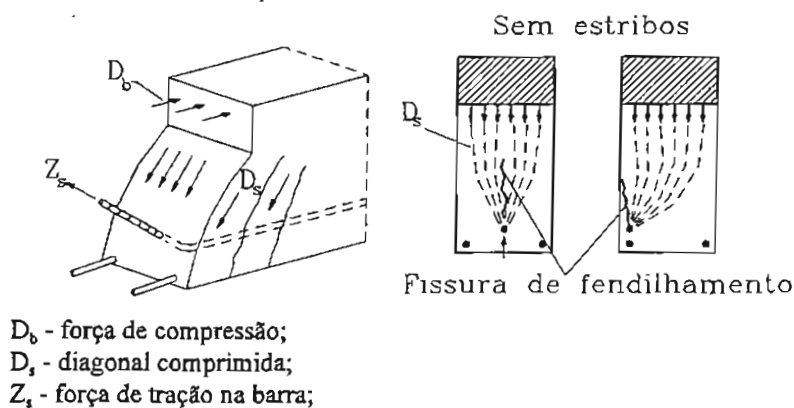


FIGURA 3.8 - Barras dobradas e o problema de fendilhamento
[LEONHARDT & MÖNNIG, 1978]

Os estribos não podem ser muito espaçados, porque as bielas de compressão se apoiam nas barras longitudinais situadas nos vértices dos estribos, portanto, nas vigas de grande largura, $b_w > 2h$ ou quando $\tau_0 > \tau_{012}$ (τ_0 - valor de cálculo da tensão de cisalhamento em vigas de concreto armado, τ_{012} - valor da tensão de cisalhamento na região 1, encontrado na tabela 14 da DIN 1045) os estribos devem apresentar um maior número de ramos, figura 3.9.

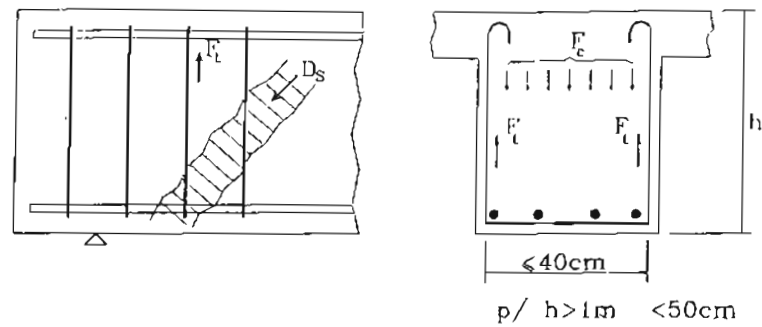


FIGURA 3.9 - Apoio das bielas de compressão nas barras longitudinais nos vértices dos estribos
[LEONHARDT & MÖNNIG, 1978]

O uso de estribos fechados só é necessário quando ocorre torção na viga, ou quando a laje é considerada engastada na viga. Para que isso ocorra, a viga deve ter grande inércia à torção, isto é, ter grande altura ou estar armada corretamente, isto é com armadura longitudinal envolvendo toda a seção da viga. Entretanto o uso de estribos abertos geralmente não é adotado pelos projetistas, por falta de ensaios que realmente confirmem a sua efetividade, garantindo a segurança da peça estrutural

No caso de vigas com almas muito delgadas é possível usar estribos com um só ramo, desde que existam enrijecedores de alma, com espaçamento adequado, que impeçam a flexão lateral, podendo serem usados estribos em escada de marinheiro (figura 3.10a), ou em forma de serpentina, (figura 3.10b).

Quando a viga possuir grande altura, o estribo usado pode ser em forma de cartola invertida (figura 3.10c), porém devido ao grande comprimento de traspasse eles tornam-se desvantajosos em termos de economia, além de não terem funcionamento favorável, pode-se também obter estribos fechados usando estribos em forma de cartola, figura 3.10d.

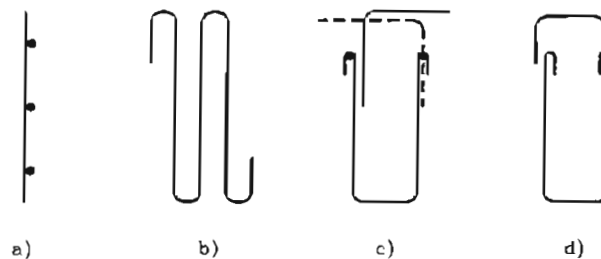


FIGURA 3.10 - Formas de estribos
[LEONHARDT & MÖNNIG, 1978]

Em princípio os estribos abertos são tão eficientes quanto os estribos fechados, porém esforços secundários na estrutura sempre tornam recomendável a colocação de armadura suplementar de fechamento, mesmo do lado comprimido da peça.

Quando forem utilizados estribos abertos, é importante observar que por razões construtivas o lado fechado é sempre colocado no fundo da forma, sendo este lado tracionado ou não. No caso do lado aberto do estribo ficar no banzo tracionado da peça, então a armadura suplementar de fechamento será obrigatória.

A NBR 6118 (1978) propõe que a armadura transversal pode ser constituída somente de estribos, porém, se houver barras dobradas, estas não podem suprir mais do que 60% do esforço total a ser absorvido pela armadura transversal.

O EUROCODE (1992), propõe que 50% da armadura de cisalhamento deve ser em forma de estribo, além do uso de uma armadura de montagem como se observa figura na 3.11.b.

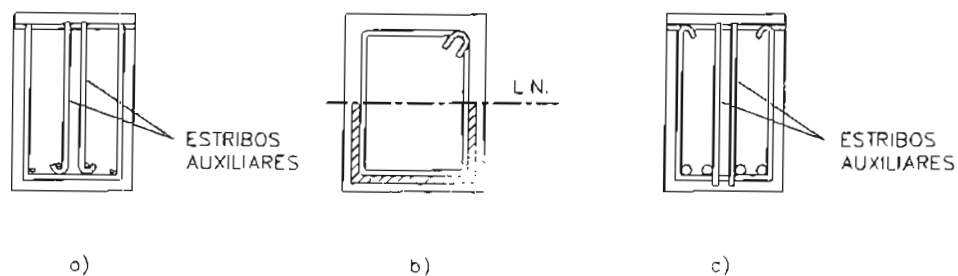


FIGURA 3.11 - Armadura de cisalhamento sugerida pelo EUROCODE (1992)

Segundo DESAI (1997) o esforço de cisalhamento último é absorvido, pelo concreto, pela armadura transversal (estribos), podendo-se também contar com a contribuição de barras longitudinais posicionadas no centro da seção transversal da viga, figura 3.12.

A resistência a força cortante pode então ser representada por:

$$V_{du} = V_{cu} + V_{bu} + V_{lu} \quad (3.20)$$

onde:

V_{bu} = parcela de esforço cortante absorvido pelo concreto;

V_{cu} = parcela de esforço cortante absorvido pelas barras centrais;

V_{tu} = parcela de esforço cortante absorvido pelo estribo.

Foram feitos cerca de 46 ensaios, onde algumas vigas tinham vãos de 1,40 m e outras de 2,10 m, sendo que a largura da seção transversal foi sempre a mesma (largura igual a 20cm e altura igual a 30 cm).

As vigas ensaiadas tinham vãos de 1,40 m, armadura longitudinal inferior igual a 2ϕ 20mm, 3ϕ 20mm ou 3ϕ 25mm, armadura superior constituída de 2ϕ 12mm e cobrimento de concreto igual a 2,5 cm. Destas séries algumas vigas tinham armadura central e outras não.

Analisando-se os resultados das vigas ensaiadas, obteve-se uma curva a qual relaciona a porcentagem de armadura horizontal com uma relação $\frac{V_{bu}}{V_{cu}}$, chegando a uma relação a qual permite calcular a porcentagem de armadura central que deve ser adotada, sendo igual a:

$$V_{bu} = 0,40 \cdot \rho_b \cdot V_{cu} \leq 0,40 V_{cu} \quad (3.21)$$

$$V_{cu} = 0,27 \cdot (\rho \cdot f_{cu})^{1/3} \cdot \left[\frac{400}{d} \right]^{1/4} \cdot \frac{bd}{100} \quad (3.22)$$

onde:

$$\rho_b = \frac{100 A_b}{bd}, \text{ para vigas e } \rho_b = \frac{100 A_b}{b s_b}, \text{ para lajes;}$$

$$\rho = \frac{100 A_{st}}{bd};$$

f_{cu} - resistência característica do concreto (N/mm²);

ρ_b - taxa de armadura das barras longitudinais posicionadas no centro da seção transversal da viga;

ρ - taxa de armadura longitudinal;

A_b - área da seção transversal das barras longitudinais posicionadas no centro da seção transversal da viga;

A_{st} - área de aço tracionada;

s_b - é o espaçamento entre as barras centrais da tela soldada da laje.

Como conclusão deste ensaio pode-se perceber que as vigas com barras centrais foram capaz de manter a carga após o surgimento de fissuras iniciais e as fissuras não aumentaram significativamente até o colapso, o que indica que as barras centrais fornecem ductilidade às vigas, reduzindo a possibilidade de colapso por cisalhamento. A armadura na alma intensifica a resistência do concreto com relação à tensão de tração na região da linha neutra, melhorando a interligação junto a expansão da abertura de cisalhamento.

Observou-se em ensaios de vigas de 2,10 m de vão que o colapso por força cortante é causado pela tensão excessiva na região da linha neutra, atuando através do plano crítico da fissura cisalhante predominante. A viga rompe quando o concreto não pode mais sustentar as tensões críticas de trações, o que seria retardado se fosse adotada armadura longitudinal na alma.

Como conclusão tem-se que a equação de V_{bu} pode ser usada para obter a contribuição das barras centrais à resistência ao cisalhamento.

O arranjo das barras centrais pode ser observado na figura 3.12.

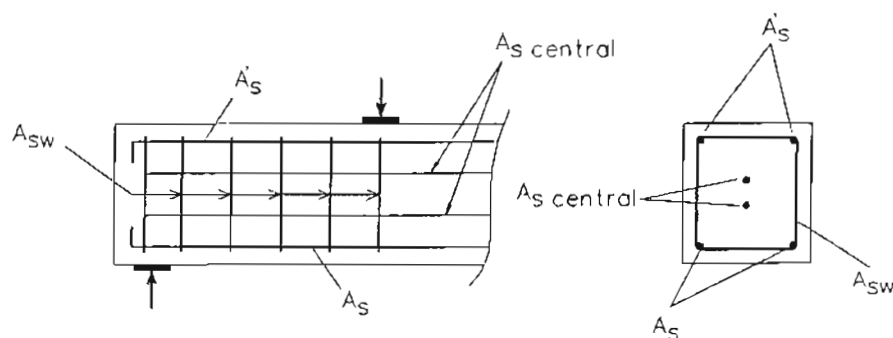


FIGURA 3.12 - Arranjo de armadura de cisalhamento sugerido por DESAI (1997)

O uso de barras longitudinais centrais nas vigas como armadura de cisalhamento não é usual, pois dificulta a mão de obra, entretanto apresenta-se como

um recurso quando a viga estiver submetidas a altas tensões de cisalhamento, ajudando a melhorar a ductilidade da viga, sem a necessidade de se adotar estribos muito próximos, o que leva às vezes a uma concretagem difícil e de qualidade ruim.

3.6.2 Especificações gerais para a armadura de cisalhamento

LEONHARDT & MÖNNIG (1978), indicam que todas as fissuras por ação preponderante de força cortante devem ser cruzadas, no mínimo por um estribo; se ocorrer força cortante de grande intensidade devem ser colocados dois estribos, além de se usar estribos com barras de pequenos diâmetros, com pequeno espaçamento, onde o diâmetro do estribo para vigas com altura maior que 40 cm deve ser igual a:

$$\phi_{\text{estr}} \leq b_w/8 \leq h/80 \leq 25 \text{ mm} \quad (3.23)$$

Para vigas com altura menor ou igual a 40 cm esta expressão não é viável para a obtenção do diâmetro da barra, pois leva a diâmetros muito pequenos, menores que 5mm.

- para estribos inclinados:

$$\phi_{\text{estr}} \leq 0,5 c \leq 20 \text{ mm} \quad (3.24)$$

onde:

c = valor do cobrimento de concreto da peça;

ϕ_{estr} = diâmetro do estribo.

De acordo com a NBR 6118 (1978), a seção transversal total de cada estribo, compreendendo todos os ramos que cortam o plano neutro, não deve ser menor que 0,25% de $b_w \cdot s \cdot \text{sen} \alpha$, sendo α o ângulo formado entre o estribo e o eixo da peça, para aços CA-25 ou 0,14% de $b_w \cdot s \cdot \text{sen} \alpha$ para aços CA-50 e CA-60, não se tomando para b_w , valores maiores que d .

Com relação ao espaçamento dos estribos a NBR 6118 (1978) propõe que o

espaçamento máximo deve ser o menor entre os indicados a seguir: $d/2$, 30 cm e $12\phi'_\ell$, para CA-50 e CA-60, e $21\phi'_\ell$, para CA-25, sendo ϕ'_ℓ o diâmetro das barras longitudinais comprimidas e exigidas para o equilíbrio das tensões normais, isto ocorre no caso de armadura dupla.

O diâmetro do estribo deve ficar compreendido entre: $5 \text{ mm} \leq \phi_{est} \leq b_w/12$.

3.6.3 Armadura longitudinal

A armadura longitudinal além de absorver as tensões normais de tração oriundas dos momentos fletores, tem a função de armadura de montagem para os porta-estribos, e contribui, para evitar o surgimento de fissuras nas dobras dos estribos, pois estes pontos apresentam altas concentrações de tensão.

Para se determinar o comprimento das barras longitudinais tracionadas nas vigas, deve-se traçar o diagrama de momento fletor e em seguida deslocá-lo do valor a_t , como já foi mostrado no item 3.3, o diagrama é então dividido em tantos segmentos quantas forem as barras necessárias para absorver o momento fletor, figura 3.13, e a partir daí seguem-se as regras de ancoragem especificadas no capítulo 5 (item 5.2).

Pode ser necessário a colocação de barras longitudinais na região comprimida, para verificar o equilíbrio de forças internas quando o dimensionamento exige a consideração de deformações compatíveis com o domínio 4.

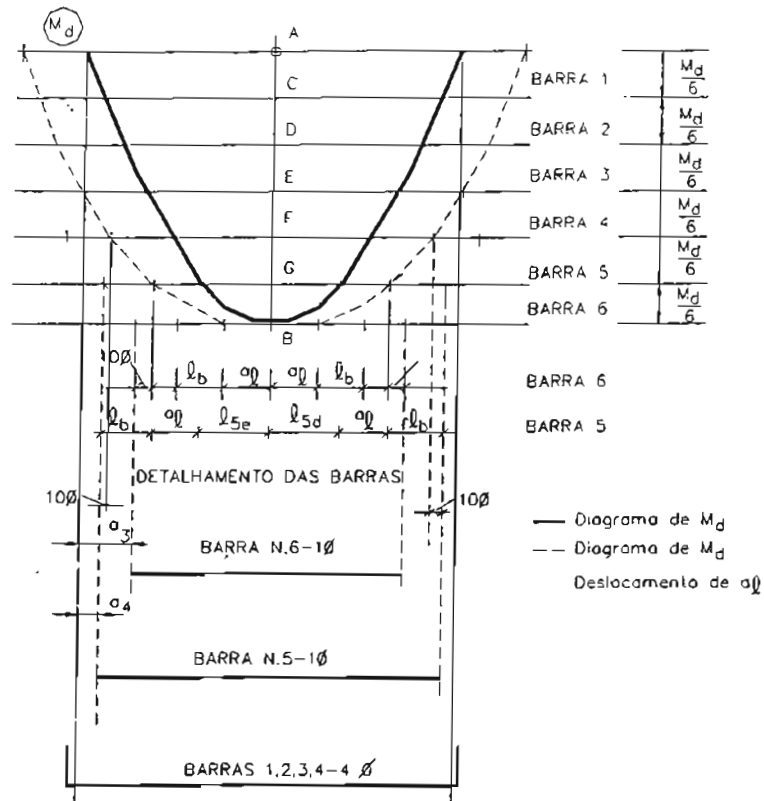


FIGURA 3.13 - Exemplo de escalonamento e distribuição de barras longitudinais de vigas [GIONGO, 1993]

Em vigas de um só vão, em que ($l/d \geq 8$, isto é vigas de grandes vãos e pequena altura), submetidas a ação uniformemente distribuída, em geral não compensa o escalonamento da armadura longitudinal, pois observando a figura 3.14, vê-se que praticamente todas as barras estão muito próximas do apoio, não havendo então necessidade de escalonamento, pois neste caso não há economia significativa de material. A armadura longitudinal deve ser distribuída uniformemente ao longo do comprimento da viga.

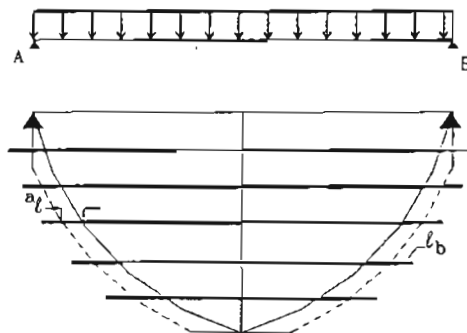


FIGURA 3.14 - Detalhe de escalonamento da armadura da viga

Para altas tensões de cisalhamento ($\tau_{wu} > 70\% \tau_{wul}$, onde τ_{wu} - tensão última de cisalhamento e τ_{wul} - valor de referência para a verificação do cisalhamento) a armadura longitudinal pode ser escalonada em duas ou três barras.

Quando existirem poucas barras longitudinais o escalonamento não deve ser feito, pelo fato de não trazer benefícios econômicos.

Só é possível um bom escalonamento da armadura longitudinal quando os diâmetros adotados para as barras não forem muito grandes, pois a interrupção de barras longitudinais de grandes diâmetros pode levar ao surgimento de fissuras próximas à região da barra.

O uso de barras dobradas como já foi dito anteriormente, não é viável economicamente, devendo ser utilizadas somente quando o espaçamento entre os estribos for muito pequeno, por exemplo menor que 5 cm.

Nas regiões dos apoios de vigas esbeltas contínuas, em que $\ell/d \geq 8$ é necessário levar em conta as condições de aderência que nestes pontos são mais desfavoráveis. O escalonamento depende muito do tipo de carregamento atuante na viga.

Quando as envoltórias dos esforços de tração da armadura longitudinal nas regiões do apoio e do vão forem muito defasadas, o melhor é adotar escalonamento com barras retas, mesmo para altas tensões de cisalhamento.

Para cargas concentradas, o escalonamento com barras dobradas é favorável, devendo estas ter um espaçamento horizontal pelo menos igual a (d). A localização das barras dobradas deve ser estudadas cuidadosamente.

No caso de vigas esbeltas em balanço, não é conveniente usar barras dobradas, pois pelo menos a metade das barras deve ser levada até a extremidade da viga. É importante que se garanta ancoragem suficiente e localização precisa da camada da armadura na região de engastamento.

3.6.4 Especificações para a armadura longitudinal na seção transversal

O espaço livre entre duas barras, dois feixes ou duas luvas da armadura longitudinal não deve ser menor que 2 cm, menor que o diâmetro das próprias barras

ou das luvas, ou do círculo de mesma área no caso de feixe, nem menor que 1,2 vez a dimensão máxima do agregado, nas camadas horizontais, e 0,5 vez a mesma dimensão no plano vertical, figura 3.15.

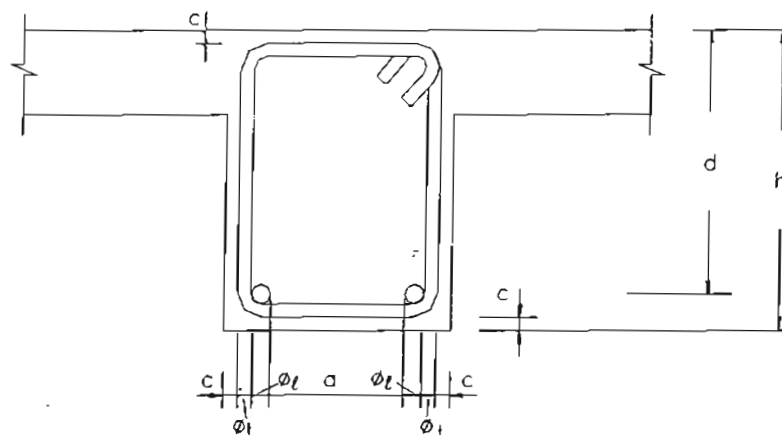


FIGURA 3.15 - Espaçamento mínimo das barras longitudinais

3.6.4.1 Armadura longitudinal de pele

A NBR 6118 (1978), propõe que quando a altura útil da viga ultrapassar 60 cm e o aço da armadura de tração for, CA-50 ou CA-60, deve-se dispor longitudinalmente e próximo a cada face lateral da viga, na zona tracionada, uma armadura de pele, para controlar a fissuração e evitar que haja desprendimento do cobrimento de concreto. Essa armadura com resistência igual ou superior à do aço da armadura de tração, deve ter, em cada face, seção transversal igual a $0,05\% \cdot b_w \cdot h$.

Existem divergências segundo alguns calculistas com relação a este valor de área de armadura transversal, sendo que a norma de pontes NB2, indica que este valor deve ser igual a $0,10\%$ de $b_w \cdot h$, devendo-se adotar este valor de área como o mais indicado. O afastamento entre as barras não deve ultrapassar $d/3$ e 30 cm, e a barra mais próxima da armadura de tração deve desta distar mais de 6 cm e menos de 20 cm. FUSCO (1994) propõem que o espaçamento não deve ultrapassar o dobro da largura da peça (b).

De acordo com o EUROCODE (1992), a armadura de pele deve ser adotada para vigas com altura maior ou igual a 1 m. Esta armadura deve ser eventualmente

distribuída entre o nível da armadura de tração e o eixo da linha neutra, devendo ser localizada fora dos estribos, ou seja, mais próxima das faces da viga.

A área da armadura de pele não deve ser menor que:

$$A_s = k_c \cdot k \cdot f_{ctef} \cdot A_{ct} / \sigma_s \quad (3.25)$$

onde:

A_s - área da armadura de pele dentro da região de tração;

σ_s - máxima tensão permitida na armadura imediatamente após a formação de fissuras;

A_{ct} - área de concreto dentro da região de tração, sendo esta região aquela que é calculada para estar tracionada apenas antes da formação de fissuras;

f_{ctef} - resistência à tração efetiva do concreto no momento em que as fissuras ainda não ocorreram;

k_c - coeficiente o qual leva em conta a natureza da distribuição da tensão dentro da seção imediatamente antes à fissuração, sendo $k_c = 1$, para tração pura, e $k_c = 0,4$ para flexão simples;

k - um coeficiente o qual permite efeito de tensões auto-equilibradas não uniforme, sendo os valores:

$k = 0,8$ - tensões de tração devido a restrição de deformações intrínsecas generalizadas;

$k = 0,8 \rightarrow h \leq 30 \text{ cm}$
 $k = 0,5 \rightarrow h \geq 80 \text{ cm}$ } para seções retangulares

$k = 1 \rightarrow$ para tensões de tração devido a deformações exteriores

A armadura de pele pode consistir de barras soldadas ou de barras de pequeno diâmetro com forte ligação sendo localizadas na parte externa dos estribos de montagem.

A área mínima da armadura de pele é dada por $0,01 A_{ct,ext}$, que é a área de concreto tracionada externa às barras de montagem (estribo em forma de U), conforme figura 3.16 b, na direção paralela à armadura de tração da viga.

LEONHARDT & MÖNNIG (1978), propõem armadura de pele para vigas com $(h - x)$ maior que 50 cm, onde x é a distância da linha neutra até a face mais

comprimida, sendo estas distribuídas ao longo da alma da viga com um espaçamento entre 10 cm e 20 cm. Para vigas de grande altura o espaçamento da armadura de pele deve ser aumentado da região tracionada para a mais comprimida, figura 3.16 c.

Para o ACI 318 (1992), a armadura de pele deve ser distribuída uniformemente ao longo de ambas as faces verticais da viga quando a altura da viga exceder 90 cm, devendo ser distribuída em uma altura $d/2$ próximo da armadura de tração.

A área da armadura de pele a cada 30 cm de altura em cada lado da face deve ser maior ou igual a $0,012 (d - 30)$. O máximo espaçamento da armadura de pele não deve exceder $d/6$ ou 30 cm.

Analisando-se o que foi apresentado anteriormente, observa-se que a NBR 6118 (1978) propõe o uso de armadura de pele para uma altura de viga bem menor, em comparação com o ACI 318 (1992), EUROCODE (1992) e LEONHARDT & MÖNNIG (1978), entretanto a NBR 6118 (1978) propõe um espaçamento maior entre as armaduras de pele em comparação com os outros.

Sabendo-se que uma das principais funções da armadura de pele é evitar o desprendimento da camada externa de concreto, o detalhe de armadura mais indicado é o adotado pelo EUROCODE (1992), figura 3.16 b, pois a armadura é distribuída na parte externa da peça apresentando um comportamento melhor com relação ao desprendimento do concreto.

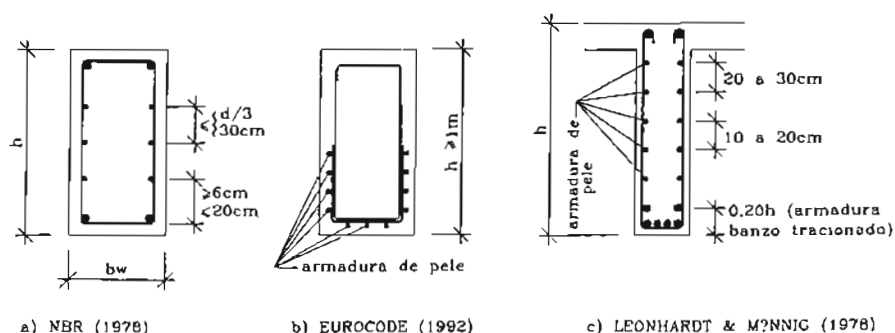


FIGURA 3.16 - Disposição da armadura de pele

3.6.5 Armadura para efeito de torção

De acordo com LEONHARDT & MÖNNIG (1978), na região em que o momento torçor é transmitido à viga, as barras longitudinais devem ser bem ancoradas e, quando houver impedimento ao empenamento, devem ser reforçadas com barras longitudinais (comprimento cerca de $2h$), funcionando também para interceptar todas as bielas de compressão.

Quando a seção transversal for cheia, os estribos devem ser fechados, sendo emendados através de ganchos traspassados, figura 3.17.

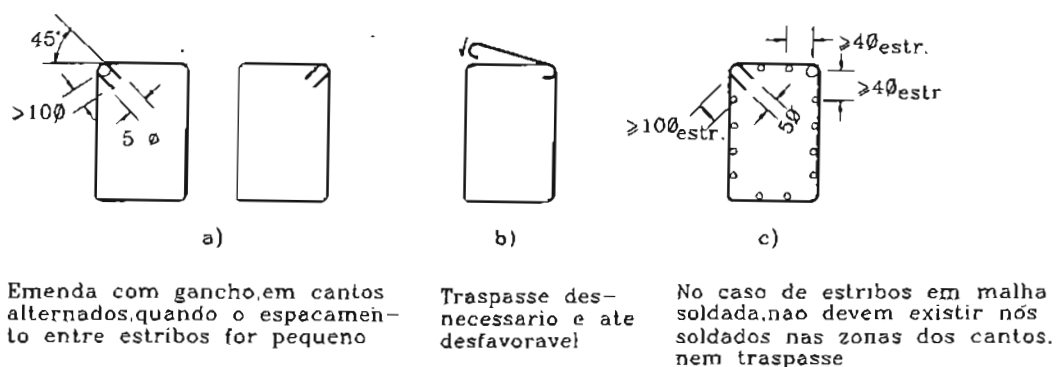


FIGURA 3.17 - Tipos de estribos para torção
[LEONHARDT & MÖNNIG, 1978]

Nas vigas submetidas a cisalhamento por torção deve-se ter um pequeno espaçamento entre os estribos e barras nos cantos com diâmetro (ϕ) maior ou igual a $1/12 e_{estr}$ para evitar que o canto da seção se rompa prematuramente, devido à força provocada pela mudança de direção das bielas de compressão.

Nas seções caixão, as armaduras transversais e longitudinais podem ser distribuídas junto às superfícies externas e internas das paredes desde que as respectivas espessuras não sejam superiores a $b/6$, onde b é a largura da viga.

Segundo a NBR 6118 (1978), na armadura de torção, o volume das barras longitudinais, o volume dos estribos ou o volume das barras inclinadas a 45° , em determinado trecho da peça, não deve ser inferior, cada um deles a 0,25% do volume de concreto nesse trecho, considerada apenas a parte real ou fictícia, para os aços CA-50 e CA-60.

O EUROCODE 2 (1992), indica que a armadura de torção em forma de estribo

deve ser fechada e ancorada por meio de ganchos formando um ângulo de 90° com o eixo da viga, ou através de barras soldadas conforme figura 3.18.

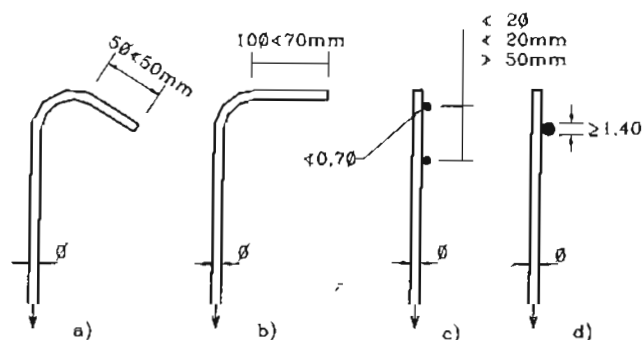


FIGURA 3.18 - Ancoragem da armadura de torção

O espaçamento longitudinal da armadura de torção não deve exceder $h/8$, onde h é a altura da viga.

As barras longitudinais devem ser também arranjadas de maneira que haja pelo menos uma barra em cada canto da viga, sendo as outras distribuídas uniformemente ao redor da periferia dos estribos de montagem, espaçadas não mais do que 35 cm de centro a centro.

As barras longitudinais são exigidas em cada canto dos estribos para fornecer ancoragem para os ramos dos estribos. Essas barras de canto tem também sido muito eficientes no desenvolvimento da resistência à torção e no controle de fissuras.

3.6.6 Armadura de confinamento

ZIARA, HALDANE & KUTTAB (1995), ensaiaram 4 vigas com armadura transversal usual (viga 1) e oito vigas somente com estribos retangulares posicionados na região comprimida (viga 2), sendo que o espaçamento dos estribos em 4 das 8 vigas com armadura de confinamento foi reduzido de 50%, ver figura 3.19. Nos ensaios todas as vigas romperam por flexão, embora projetadas para atingir o colapso por força cortante.

Estes ensaios permitiram verificar o comportamento a flexão de viga com armadura de confinamento na região comprimida, mostrando que este confinamento de concreto comprimido com estribos fechados melhora a ductilidade e a capacidade de suporte de carga das vigas. Além disso observou-se que o comportamento a flexão de vigas as quais possuíam armadura de confinamento, foi influenciado pelo concreto comprimido confinado.

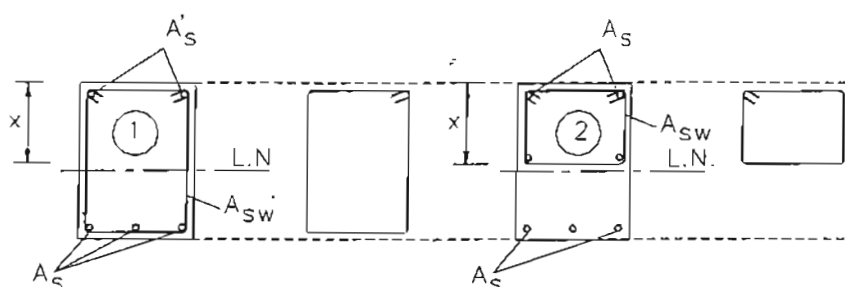


FIGURA 3.19 - Detalhe de armadura de confinamento
[ZIARA, HALDANE & KUTTAB, 1995]

O objetivo da pesquisa foi justificar o uso de uma taxa de armadura longitudinal maior do que a permitida pelo ACI 318 (1992), portanto vigas superarmadas. Esta quantidade de armadura longitudinal maior do que a normalizada às vezes se torna necessário em obras onde tem-se restrição com relação a altura total da viga, particularmente se as vigas são submetidas a grandes momentos de flexão.

Entretanto o uso de vigas superarmadas não é recomendado devido ao fato de apresentar colapso frágil, então vem o uso da armadura de confinamento na região comprimida a qual de acordo com os ensaios aumenta a ductilidade da viga, não aumentando entretanto a resistência a flexão da viga, a qual só é conseguida com o aumento da altura da seção, ou com o aumento da taxa de armadura longitudinal.

De acordo com ACI 318 (1992), a taxa máxima de armadura longitudinal é dada por $0,75\rho_b$, entretanto se houver confinamento do concreto pode-se adotar um novo limite para a taxa de armadura longitudinal o qual é dado por:

$$\rho_b' = \frac{A_s}{bd} = \frac{\alpha\beta k_s f'_c}{f_y} \cdot \frac{\epsilon_c E_s}{\epsilon_c E_s + f_y} \quad (3.26)$$

onde:

$$\varepsilon_c = 0,022 K_s \quad \alpha = 0,75 \quad \beta = 0,889$$

$$\rho_b' = \frac{A_s}{bd} = \frac{0,667 k_s f'_c}{f_y} \cdot \frac{0,0022 K_s E_s}{0,0022 K_s E_s + f_y}$$

Esta relação pode ser usada para calcular a taxa de armadura longitudinal.

Para que o comportamento dúctil da viga possa ser garantido pela armadura de confinamento, os estribos devem possuir um espaçamento máximo entre eles de $6 \phi_s$, sendo ϕ_s o diâmetro da barra longitudinal.

Quando houver necessidade de se trabalhar com vigas de pequena altura pode-se então utilizar estribos confinados, adotando-se o seguinte procedimento para cálculo:

- a) Calcula-se a seção transversal da viga para um momento M e a taxa de armadura necessária (ρ_{nec});
- b) A taxa de armadura necessária (ρ_{nec}) e a taxa de armadura máxima (ρ_{max}) são comparadas, se $\rho_{nec} > \rho_{max}$, então adota-se ρ_{nec} ;
- c) Calcula-se K_s , adotando $\alpha = 0,75$ e $\beta = 0,889$

$$c = \frac{A_s f_y}{\alpha \beta b' K_s f'_c} \quad (3.27)$$

$$M = A_s f_y (d' - 0,5625 \cdot \frac{A_s f_y}{\beta b' K_s f'_c}) \quad (3.28)$$

onde:

c - altura da linha neutra;

b' - largura do núcleo confinado;

β - largura do núcleo de concreto confinado;

d) ρ_b' é obtido para o valor de K_s , calculado anteriormente;

e) Se (ρ_{nec}) é maior do que ρ_b' , então a área do estribo exigida é calculada para um grande valor de K_s tal que $\rho_b' = \rho_{nec}$;

f) Se a quantidade de estribo encontrada for muito grande, então deve-se

modificar a armadura longitudinal de acordo com o procedimento de projeto e repetir o cálculo a partir do item c).

3.6.7 Detalhe de armadura para viga T

Em um piso formado de lajes e vigas, pode-se afirmar que esses elementos trabalham de modo dependente, pois sabe-se que estão interligados e, portanto, quando a viga apresenta deformação uma parte da laje se deforma juntamente com a viga.

Se for analisado um corte feito em qualquer seção de uma laje com vigas, vê-se que este piso pode ser associado a um conjunto de vigas T, trabalhando lado a lado. Vale ressaltar que não é toda a superfície da laje que trabalha em conjunto juntamente com a viga mas sim apenas uma faixa da laje denominada de largura colaborante.

As vigas T são constituídas de alma e mesa, figura 3.20, e resistem a esforços maiores que as vigas de seção retangular.

Para vigas de seção T têm-se segundo a NBR 6118 (1978) que:

- b_w - largura real da nervura;
- b_f - largura fictícia obtida aumentando-se a largura real para cada lado de valor igual ao de menor cateto do triângulo da mísula correspondente;
- b_2 - distância entre as faces das nervuras fictícias sucessivas.

Para o cálculo de resistência ou deformação, a parte da laje a ser considerada como elemento da viga (b_1) medida a partir da face da nervura fictícia é:

$$b_1 \leq \begin{cases} 0,10 a \\ 8 h_f \\ 0,5 b_2 \end{cases} \quad b_3 \leq \begin{cases} 0,10 a \\ 6 h_f \end{cases}$$

onde:

$a = \ell$, para vigas simplesmente apoiadas;

$a = 3/4 \ell$, para tramo de viga com momento em uma só extremidade;

$a = 3/5 \ell$, tramo com momento nas duas extremidades;

$a = 2 \ell$ para vigas em balanço.

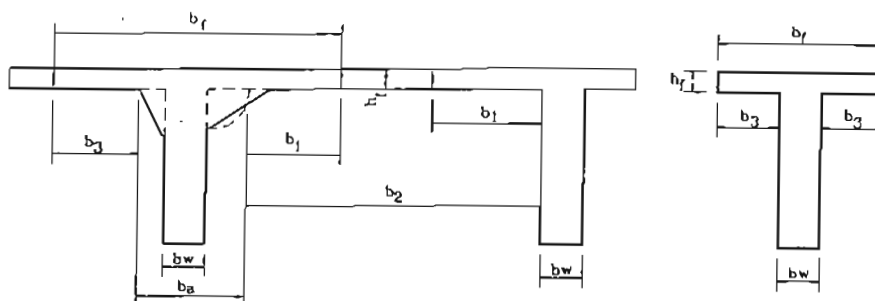


FIGURA 3.20 - Especificações para vigas de seção T
[NBR 6118, 1978]

O cálculo da armadura para viga T, quando a linha neutra está na mesa é feito da mesma forma que para as vigas retangulares, pois a região de concreto também é retangular; quando a linha neutra estiver posicionada na alma da seção, o cálculo da armadura para a viga T segue os seguintes princípios: primeiramente adota-se que a linha neutra está na mesa e em seguida calcula-se o valor de k_c e k_s , já descritos anteriormente no capítulo 2, verificando-se em seguida a posição da linha neutra.

Feito isso calcula-se o momento da mesa, e o momento na alma, os quais são dados pelas seguintes expressões:

$$M_{\text{mesa}} = h_f \cdot (b_f - b_w) \cdot 0,85 \cdot f_{cd} \cdot (h - h_f/2) \quad (3.29)$$

$$M_{\text{alma}} = M_{\text{sec. retang.}} - M_{\text{mesa}} \quad (3.30)$$

Definido o momento na mesa adota-se o procedimento anterior de calcular k_c e k_s , para que se determine a área de armadura para a viga T.

Quando a mesa estiver na zona tracionada, a concentração da armadura de tração dentro da largura da alma conduz à formação de fissuras com grande abertura na laje, se forem colocadas armaduras distribuídas nas mesas as fissuras ficam mais espalhadas e com aberturas menores, sendo mais favorável, desde que o diâmetro das barras (ϕ) seja menor ou igual a 1/8 da espessura da laje.

Com a disposição lateral das barras, obtém-se além disso, um maior braço de alavanca para os esforços internos, comprimentos de ancoragem mais curtos, menores

tensões de aderência e a possibilidade de maior folga para o vibrador. De acordo com a DIN 1045 (1972) cerca de 40% a 80% da armadura do banzo tracionado deve ser distribuída na laje, numa região de $0,5 b_f$ (largura colaborante). Na largura da alma deve-se ter pelo menos duas barras longitudinais (porta-estribos) espaçadas não mais que 20 cm, figura 3.21.

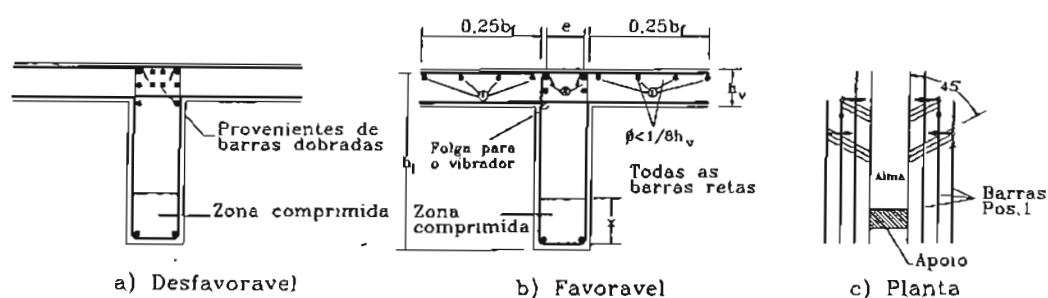


FIGURA 3.21 - Distribuição de armadura em viga T
[LEONHARDT & MÖNNIG, 1978]

Nas vigas de seção T ou seção caixão, as partes das mesas tracionadas ou comprimidas situadas fora da alma devem ser ligadas a ela através de uma armadura de costura para garantir o cisalhamento e uma maior solidariedade entre a mesa e a nervura. Esta armadura horizontal é determinada com o auxílio da analogia de treliça, já citada anteriormente, admitindo-se bielas de compressão inclinadas a 45° devendo, segundo a NBR 6118 (1978) se constituir em armadura com área mínima de $1,5 \text{ cm}^2/\text{m}$ (adotadas nas lajes nervuradas).

Quando a armadura da laje for posicionada na face inferior e superior da mesa, esta substitui, o fechamento do estribo, na região de momentos negativos.

A armadura de costura é distribuída uniformemente na parte superior e inferior da laje. Caso exista uma armadura de tração na laje, superior a 50% da armadura de costura necessária, ela é suficiente como armadura de costura, na zona tracionada, bastando colocar na zona comprimida da laje, a parcela restante da armadura de costura.

3.7 VIGAS COM ABERTURAS

Na construção dos edifícios, podem ser necessárias aberturas em vigas com o objetivo de permitir a passagem de tubulações e dutos de instalações elétrica, hidráulica e de climatização, conseguindo assim otimizar o espaço existente nos forros falsos dos pavimentos. A presença de grandes aberturas nas vigas de concreto armado, requer atenção especial devido à redução de resistência e da rigidez da viga e ao surgimento de fissuração excessiva na região da abertura devido as altas concentrações de tensões.

A presença de aberturas na alma das vigas modifica o comportamento devendo-se fazer arranjo especial de armadura na região da abertura na viga. É possível na fase de projeto definir regiões adequadas para aberturas nas peças, para que a capacidade resistente não seja reduzida e para que não exista o risco de ruína prematura.

A execução de aberturas nas vigas, só pode ser feita na alma onde existir força cortante, desde que as bielas de compressão permaneçam na alma.

As vigas com aberturas podem ser dimensionadas como vigas de alma cheia desde que elas obedeçam alguns parâmetros os quais são descritos a seguir.

A NBR 6118 (1978), indica que, quando forem previstas aberturas na alma das vigas, na zona de tração, a abertura deve distar $2h$ da face do apoio; a dimensão da abertura deve ser no máximo de 12 cm ou $h/2$ e a distância entre elas deve ser de $2h$, conforme figura 3.22.

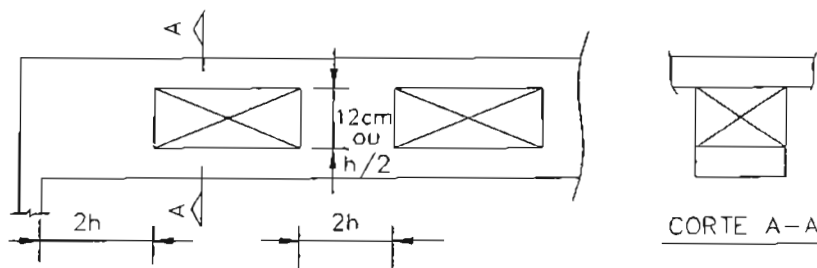


FIGURA 3.22 - Dimensões máximas de furos em vigas, segundo NBR 6118 [SIMÕES, 1997]

SUSSEKIND (1991), propõe que a viga com abertura só pode ser dimensionada como se fosse de seção cheia se o comprimento da abertura na direção

do eixo for menor ou igual a $1,5 h$ (altura da viga), se a distância entre as aberturas for maior ou igual a $1,2 h$ e se a distância da abertura à face inferior da viga for menor ou igual a 10 cm , figura 3.23.

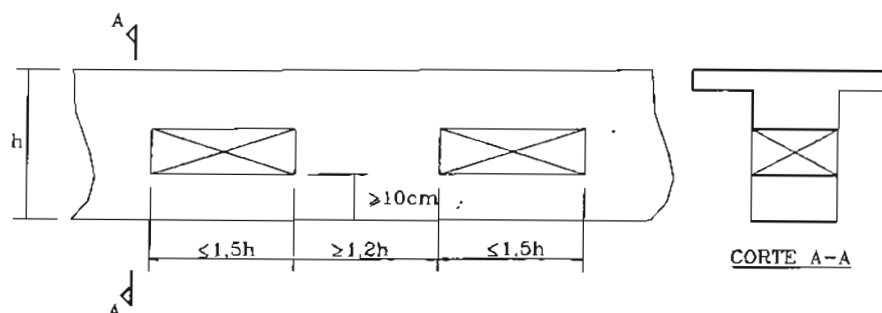


FIGURA 3.23 - Dimensões máximas de furos em vigas, segundo SUSSEKIND (1991)

LEONHARDT & MÖNNIG (1978), propõem como comprimento de abertura uma distância menor ou igual a $2h$ e a distância da abertura até o apoio da viga maior ou igual a altura da viga (h), figura 3.24.

As aberturas circulares são mais favoráveis que as retangulares sendo que os vértices dessas devem ser o mais arredondado possível para evitar efeitos de concentrações de tensões.

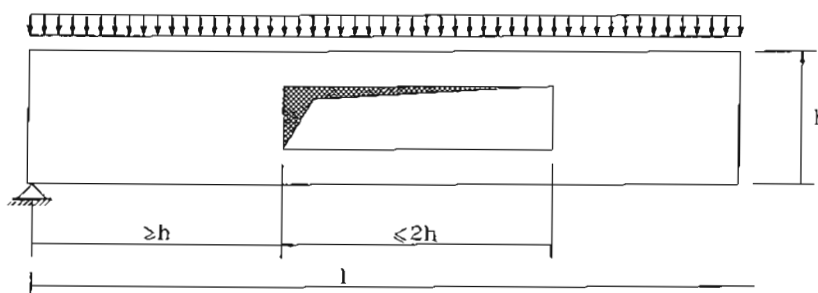


FIGURA 3.24 - Vigas com abertura na alma
[SIMÕES, 1997]

Caso esses limites sejam ultrapassados o cálculo estático da peça deve ser feito como o de um quadrado fechado hiperestático, conforme é mostrado na figura 3.25.

Se o comprimento da abertura ultrapassar 60% da altura da viga e se a distância da abertura até o apoio for maior ou igual a altura da viga, há necessidade de se levar

em conta a abertura no dimensionamento, devendo então a viga ser dimensionada como viga Vierendel. A determinação dos esforços solicitantes para este tipo de viga pode ser visto em ANTUNES & SOUZA (1992).

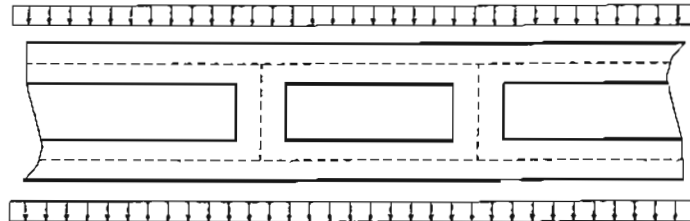
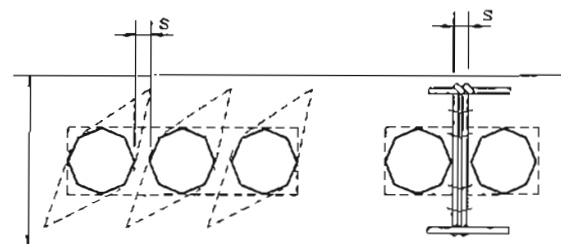


FIGURA 3.25 - Quadro fechado, multicelular
[SIMÕES, 1997]

FUSCO (1994), indica que as aberturas podem ser indicadas como pequenas quando apresentarem diâmetros da ordem de $0,2h$, porém mesmo sendo consideradas pequenas é muito importante saber onde elas estão posicionadas.

Quando ocorrer uma situação duvidosa com relação a ser ou não grande abertura (figura 3.26), deve-se cuidar para que não ocorra fissuração exagerada das partes consideradas como não resistentes.

Os critérios de cálculo para vigas com abertura são apresentados a seguir, na figura 3.26.



Fissuração das partes consideradas como não resistentes

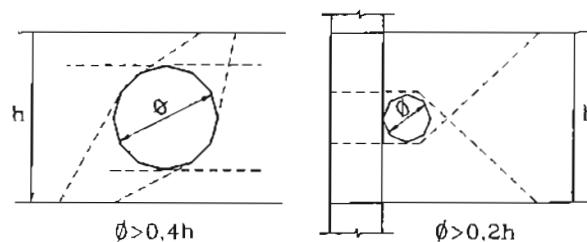
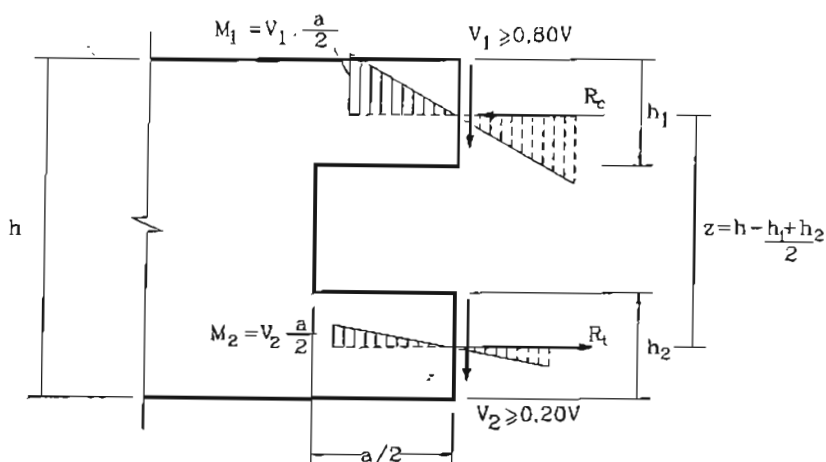


FIGURA 3.26 - Situações duvidosas que podem ser tratadas como se fossem grandes aberturas.

[LEONHARDT & MÖNNIG, 1978]



a - comprimento da abertura;

V - esforço cortante;

z - braço de alavanca;

R_c - reação de compressão;

R_t - reação de tração;

M_1 - momento.

FIGURA 3.27 - Cálculo de viga com grande abertura

As hipóteses adotadas para o dimensionamento são as seguintes:

- manutenção da seção plana após a deformação;
- representação da seção plana através de seus eixos;
- comprimento limitado pelo centro de apoio ou pelo cruzamento com o eixo de outro elemento estrutural.

Para que fosse possível entender melhor o comportamento das vigas com grandes aberturas vários pesquisadores fizeram ensaios com o objetivo de determinar um arranjo de armadura adequado para as regiões que contornam a abertura e para verificar a possibilidade de alcançar uma carga última para estas vigas igual às vigas maciças.

De acordo com ensaios de NASSER, ACAVALOS E DANIEL ¹, devido à presença da abertura ocorre uma diminuição de rigidez da viga, ocasionando maiores deslocamentos, portanto a flecha deve ser bem analisada nas vigas com abertura e o uso de armadura diagonal colocada junto aos cantos das aberturas ajuda a evitar o surgimento de fissuras inclinadas, que normalmente surgem nesta região devido à alta concentração de tensões naquele ponto.

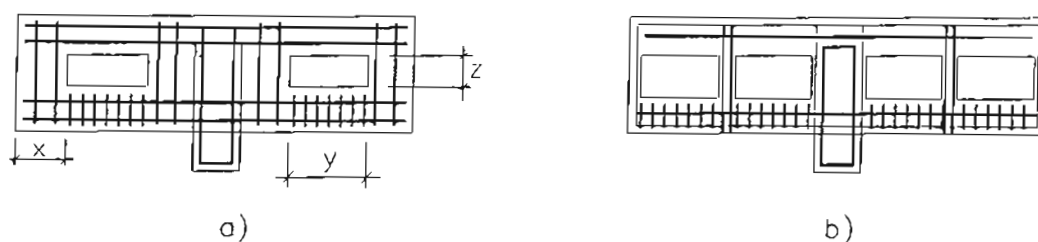
Outros pesquisadores como MANSUR, TAN & LEE ² desenvolveram um modelo para determinar a resistência das vigas de concreto armado com grandes aberturas, sendo consideradas as seguintes variáveis: comprimento, altura, excentricidade e localização da abertura ao longo da viga; quantidade e arranjo de armaduras compostas por estribos nos banzos superior e inferior e reforço dos cantos constituídos só por estribos e estribos combinados com barras diagonais a 45°.

O ensaio foi desenvolvido para vigas sujeitas à flexão simples e com aberturas retangulares, sendo obtidos os seguintes resultados nos ensaios:

- a) para uma ação em particular tanto a abertura de fissuras como a flecha máxima da viga aumentam com o aumento do comprimento e da altura da abertura;
- b) as barras diagonais nos cantos são eficientes contra a fissuração;
- c) a resistência da viga diminui com o aumento da altura da abertura;
- d) a localização da abertura interfere na relação momento fletor/força cortante (M/V) no centro da viga, influenciando a resistência última da viga.

Em um outro ensaio realizado por TAN, MANSUR & HUANG (1996), porém para vigas T, analisou-se a influência ocasionada pela variação do posicionamento da abertura com relação aos apoios (x), do aumento da altura (z) e do comprimento da abertura (y) e também a influência de vigas contendo uma abertura de cada lado do apoio equivalente a duas aberturas de cada lado do apoio, figura 3.28 a e vigas com duas aberturas, figura 3.28 b.

¹ NASSER, K.W.; ACAVALOS, A.; DANIEL, H.R.: Behavior and design of large openings in reinforced concrete beams. Journal ACI, Proc. Vol. 64 (1967), n. 1.



- x - 0 a 600 mm;
 y - 400 a 800 mm;
 z - 120 a 200 mm.

FIGURA 3.28 - Detalhes de vigas com aberturas ensaiadas por TAN, MANSUR & HUANG (1996)

Analisando os resultados dos ensaios observaram que:

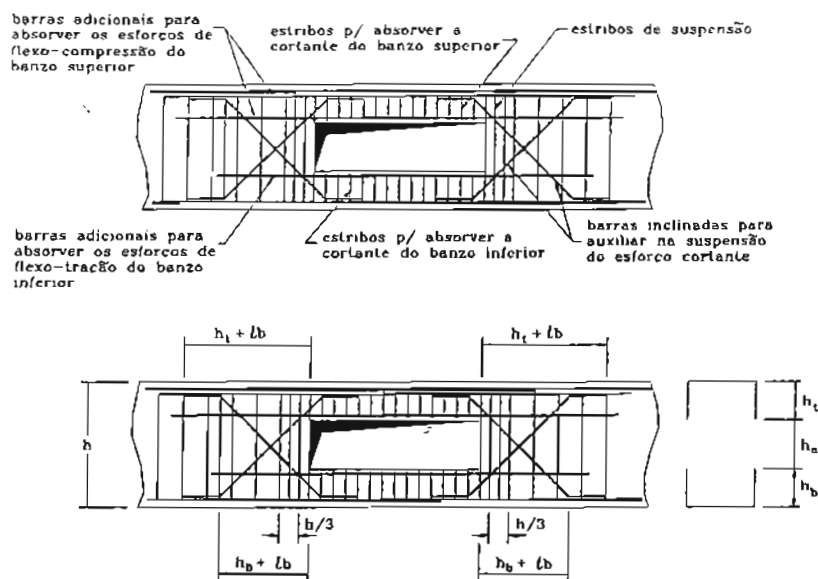
- a) o aumento do comprimento da abertura é muito mais significativo do que o aumento na altura com relação ao valor da carga que dá início a primeira fissura;
- b) quanto mais distante do apoio a abertura se encontrar, menor é o valor da carga que provoca o aparecimento de fissuras;
- c) o uso de várias aberturas ao invés de uma simples abertura equivalente induz a uma diminuição na abertura máxima da fissura para todos os estágios de carregamento;
- d) a presença de aberturas na alma de vigas não fissuradas têm muito pouca influência na rigidez, porém após a fissuração a rigidez da viga é significativamente afetada pela presença das aberturas;
- e) foi confirmado que a presença de uma abertura em uma região de flexão pura não reduzirá a resistência da viga, contanto que a espessura do banzo comprimido seja suficiente para acomodar o esforço de compressão e obter a capacidade de uma viga de alma cheia.

² MANSUR, M. A.; TAN, K. H., LEE, S. L. Design method for reinforced concrete beams with large openings, ACI Journal, V. 82, No 4, July-August, 1985.

Membros do Comitê de Vigas com Aberturas na Alma, também fizeram ensaios, analisando o tamanho e a forma das aberturas, o tipo de arranjo de armadura ao redor da abertura (barras verticais, inclinadas, malha soldada e chapa metálica), tipo de carregamento das vigas e localização das aberturas ao longo do vão, sendo que os resultados encontrados foram os seguintes:

- a) com o aumento da abertura a carga correspondente à fissura inicial de cisalhamento decresce linearmente;
- b) a resistência da viga sem armadura especial de reforço da abertura é bem menor;
- c) nas vigas com aberturas retangulares ou com aberturas quadradas grandes, os banzos de concreto remanescentes acima e abaixo da abertura funcionam como duas vigas distintas, sendo que a resistência ao cisalhamento destes elementos se torna fator condicionante na ruptura das peças.

Depois de todos estes ensaios pode-se propor segundo SIMÕES (1997), um arranjo de armadura na região de abertura da viga, o qual é válido também para vigas T podendo ser visto na figura 3.29.



h_b - altura do banzo inferior à abertura na alma;

h_1 - altura do banzo superior à abertura na alma;

h_a - altura da abertura na alma

FIGURA 3.29 - Arranjo de armadura na região de abertura
[SIMÕES (1997)]

A seguir são apresentados dois processos de dimensionamento da região de abertura, ambos indicados em SIMÕES (1997).

O processo 1 pode ser observado na figura 3.30.

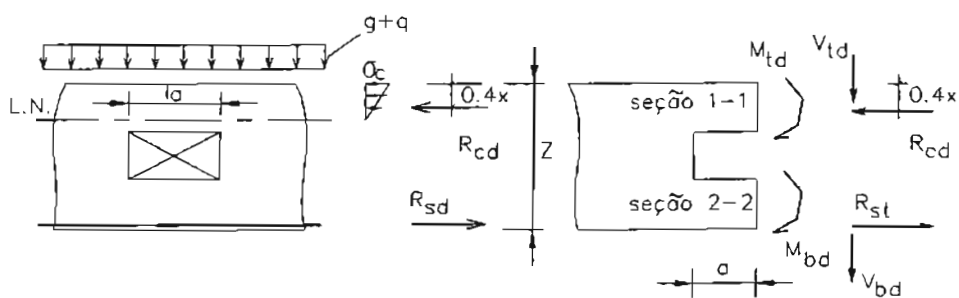


FIGURA 3.30 - Esforços atuantes na região da abertura
[SIMÕES (1997)]

De acordo com a figura apresentada têm-se:

$$V_{1d} = \alpha \cdot V_d, \quad (\text{esforço cortante absorvido pelo banzo superior}) \quad (3.31)$$

$$V_{2d} = (1-\alpha) \cdot V_d \quad (\text{esforço cortante absorvido pelo banzo inferior}) \quad (3.32)$$

$$M_{td} = (V_{td} \cdot \ell_a) + (P_d \cdot \frac{\ell_a^2}{2}) \quad (\text{momento fletor atuante no banzo superior}) \quad (3.33)$$

$$M_{bd} = (V_{bd}) \cdot (\ell_a) \quad (\text{momento fletor atuante no banzo inferior}) \quad (3.34)$$

$$R_{cd} = \frac{M_d}{z} \quad (\text{esforço normal atuante no banzo superior}) \quad (3.35)$$

$$R_{sd} = \frac{M_d}{z} \quad (\text{esforço normal atuante no banzo inferior}) \quad (3.36)$$

onde:

α - parcela de esforço cortante absorvido pelo banzo superior à abertura, variando entre 0,80 a 1,00;

M_d - momento fletor solicitante no centro da abertura..

A seção 1-1 (banzo superior), está submetida à flexo-compressão, sendo R_{cd} o esforço normal aplicado a 0,4x da borda mais comprimida e um momento fletor M_{td} devido a V_{td} e $g_d + q_d$. Na seção 2-2 (banzo inferior) tem-se flexo-tração, atuando R_{sd} a qual está aplicada no c.g. da armadura tracionada e um momento fletor M_{bd} devido a V_{bd} .

Na região da abertura o esforço cortante se divide em duas partes, uma parcela para a região 1 (banzo superior) e o restante para a região 2 (banzo inferior). Tendo-se esses esforços e os esforços normais descritos anteriormente, pode-se dimensionar a armadura para estas regiões.

Devido à divisão do esforço cortante na região da abertura, existe a necessidade de se colocar uma armadura de suspensão, em forma de estribos verticais com ou sem auxílio de barras inclinadas, a qual pode ser determinada como mostrado a seguir:

$$A_{s,susp} = k' \frac{V_d}{f_{yd}} \quad (3.37)$$

$$A_{s,inc} = (1-k') \frac{V_d}{f_{yd}} \text{sen}\beta \quad (3.38)$$

onde:

$A_{s,susp}$ - área da armadura de suspensão constituída por estribos;

$A_{s,inc}$ - área da armadura constituída por barras inclinadas;

k' - porcentagem de força cortante suspensa por estribos;

β - ângulo de inclinação das barras com o eixo da viga.

As vigas com aberturas na alma podem alcançar a mesma carga última que as vigas sem abertura, se elas forem adequadamente armadas e desde que as aberturas respeitem os limites impostos anteriormente.

Como segundo método de cálculo tem-se o modelo de biela-tirante, o qual pode ser aplicado na região de abertura.

O modelo da treliça clássica atualmente é considerado apropriado para o projeto de vigas fissuradas, porém este modelo torna-se ineficiente quando se trata de nós de pórticos, consolos, regiões com ações concentradas ou com aberturas.

Portanto, essas regiões em que a distribuição de deformação não é linear faz-se uso do modelo de bielas e tirantes onde o procedimento geral para dimensionamento pode ser encontrado em FERNANDES et al. (1989)³.

³ FERNANDES, G. B.; AGOSTINE, L. R. S.; PINTO Jr., N. O. (1989) Modelos bielas e tirantes. Revista da Universidade São Francisco, v.7, No. 8, Engenharia VII, p.49-89.

4 PILARES

4.1 GENERALIDADES

Nas estruturas dos edifícios os pilares juntamente com as vigas compõem os pórticos planos ou espaciais os quais são responsáveis por absorver as ações verticais e horizontais.

As solicitações são representadas pelas reações verticais das vigas dos pavimentos, pelo peso próprio e pelo momento fletor devido a consideração do efeito de pórtico. As solicitações devidas as ações horizontais são aquelas oriundas da ação de vento as quais são transferidas pelas lajes, funcionando como diafragmas no plano horizontal.

Os pilares são barras normalmente verticais em uma estrutura de edifícios, definidos geometricamente como elementos lineares, submetidos predominantemente à esforços de compressão.

As seções transversais dos pilares são formadas pelo concreto e pelas barras das armaduras longitudinal e transversal, pois mesmo o concreto sendo um material resistente à compressão, nos pilares, há a necessidade de se utilizar uma armadura na direção da compressão, pois sempre ocorre uma excentricidade na aplicação da força, sendo que esta excentricidade pode ser intencional ou acidental.

A armadura posicionada na direção da compressão (armadura longitudinal), tem a função de diminuir as deformações da peça, especialmente devido à deformação lenta e à retração do concreto, além de contribuir para absorver as forças atuantes. A armadura transversal (perpendicular à direção da compressão), tem a

função de garantir as barras comprimidas contra a flambagem e manter a posição destas barras durante a concretagem do pilar, além de impedir a fissuração do concreto, pois geralmente ocorre tração na direção transversal à compressão.

A disposição dos pilares em um edifício é muito importante pois o posicionamento deles juntamente com as vigas formam os pórticos, os quais proporcionam rigidez e garantem a estabilidade global do edifício.

Portanto, os pilares são peças estruturais que devem ser projetados cuidadosamente, pois a sua função é de suma importância no comportamento global da estrutura. Para tanto seguem-se algumas especificações e considerações para verificação cuidadosa da segurança dos pilares.

4.2 ESPECIFICAÇÕES

4.2.1 Dimensões mínimas

A NBR 6118 (1978) indica que a dimensão mínima do núcleo dos pilares cintados não deve ser inferior a 20 cm nem a $\ell/10$, sendo ℓ a altura livre do pilar (distância de piso a piso menos a altura da viga).

Para pilares não cintados a menor dimensão não deve ser inferior a $\ell/25$, nem a 20 cm sendo admitidas as seguintes exceções, uma vez adotado o coeficiente de ponderação 1,8:

- a) pilares em cantoneira, zês, tês, a largura não deve ser inferior a 10 cm, nem a $\ell/15$;
- b) pilares com seção transversal retangular com largura não inferior a 12 cm e comprimento não superior a 60 cm;

Os pilares não cintados que suportam lajes cogumelo devem apresentar dimensões mínimas um pouco maiores, sendo elas não menores que 30 cm, $\ell/15$, nem $1/20$ da distância em uma certa direção entre eixos de pilares.

De acordo com os critérios de LEONHARDT & MÖNNIG (1978) e do EUROCODE (1990), as dimensões mínimas para pilares são 14 cm e 20 cm, para pilares pré-moldados e moldados no local respectivamente.

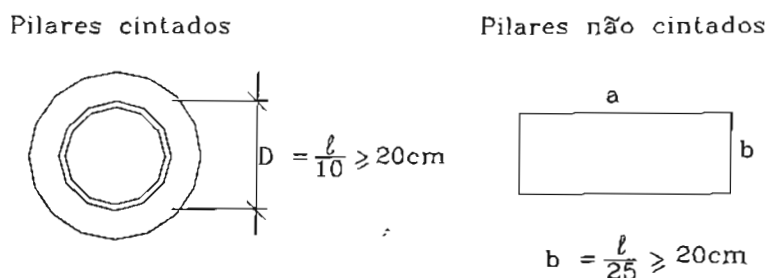


FIGURA 4.1 - Indicação das dimensões mínimas para os pilares [NBR 6118, 1978]

4.2.2 Armadura longitudinal e transversal

As barras longitudinais devem estar distribuídas ao redor da periferia da seção, sendo que quando o pilar apresentar seção poligonal, pelo menos uma barra deve ser localizada em cada canto; para pilares retangulares, devem ser consideradas no mínimo quatro barras longitudinais.

De acordo com LEONHARDT & MÖNNIG (1978), o diâmetro das barras longitudinais deve estar relacionado com as dimensões da seção transversal do pilar, para os cobrimentos usuais, pois se forem utilizadas barras de grandes diâmetros, podem ocorrer fissuras no cobrimento dos cantos da peça. A tabela 4.1 correlaciona a dimensão mínima do pilar com o diâmetro mínimo e máximo da barra longitudinal.

Tabela 4.1 - Dimensão transversal do pilar e diâmetro mínimo da barra longitudinal [LEONHARDT & MÖNNIG, 1978]

menor dimensão da seção transversal (b)	$\phi_{l\text{ min}}$	$\phi_{l\text{ max}}$
< 10 cm	8 mm	10 mm
10 a 20 cm	10 mm	b/8
20 cm	12 mm	b/8 a 40 mm *
* cobrimento $c \geq 1,2 \phi_l$; quando $c > 35$ mm, deve-se adotar tela de proteção		

Na tabela 4.1 observa-se que para uma dimensão mínima de seção transversal

de pilar igual a 10 mm a barra longitudinal deve apresentar diâmetro mínimo igual a 8 mm (diâmetro não permitido pela NBR 6118 (1978)) e diâmetro máximo igual a 10 mm e assim repete-se para as outras dimensões.

A NBR 6118 (1978), propõe que a taxa de armadura longitudinal dos pilares não cintados deve estar compreendida entre 0,8% e 6% da seção do pilar inclusive no trecho de emenda por traspasse, sendo que o valor de 0,8% pode vir a ser 0,5%, quando ℓ_c/i for menor ou igual a 30 e quando for possível emendar todas as barras na mesma seção, esta taxa passa a ser de 3%. Quando por motivos construtivos a seção transversal do pilar for maior que a necessária a porcentagem de 0,8% e 0,5%, deve ser referida apenas à seção calculada, porém não deve ser nunca inferior a 0,5% da área da seção real.

O Código Modelo do CEB (1990), propõe taxa mínima de armadura longitudinal igual a NBR 6118 (1978), 0,8%, entretanto, a máxima área de armadura não deve exceder 8% da área de concreto da seção transversal do pilar, inclusive nas regiões de emendas. Portanto, nas regiões de emendas por traspasse o máximo valor da taxa é de 4%.

De acordo com o EUROCODE (1992) a quantidade mínima de armadura longitudinal deve ser igual a:

$$A_{smin} < \frac{0,15N_{sd}}{f_{yd}} < 0,003 A_c \quad (4.1)$$

onde:

A_c - área de concreto do pilar;

N_{sd} - força normal de projeto;

f_{yd} - resistência de cálculo da armadura.

Com relação ao diâmetro mínimo das barras longitudinais, de acordo com a tabela 4.1, LEONHARDT & MÖNNIG (1978), adotam 8 mm, já a NBR 6118 (1978), adota 10 mm, FUSCO (1994), EUROCODE (1992) e o Código Modelo do CEB (1990) indicam diâmetro não menor que 12 mm, o qual deve em princípio ser adotado para pilares de edifícios, pois em sobrados estes diâmetros podem ficar

limitados a 10 mm.

Para que não ocorra flambagem local das barras longitudinais, estas devem estar envolvidas por estribos (um máximo de 5 barras podem estar fixadas nos cantos dos estribos) e ter um espaçamento mínimo entre elas, o qual de acordo com a NBR 6118 (1978) não deve ser maior que 40 cm nem menor que $1,2 \phi_{ag}$ ou 2 cm.

Para LEONHARDT & MÖNNIG (1978) este espaçamento não deve ser maior que 30cm, entretanto para pilares com dimensões até 40 cm basta que existam apenas as barras longitudinais nos cantos.

Com relação ao diâmetro da armadura transversal, segundo a NBR 6118 (1978) e FUSCO (1994) esta deve apresentar um diâmetro maior ou igual a 5 mm ou $\phi_l/4$, (ϕ_l - diâmetro da barra longitudinal) e um espaçamento menor ou igual a 30 cm, a menor dimensão do pilar (b), $12 \phi_l$ ou $\frac{190 \phi_l^2}{\phi_l}$.

Em LEONHARDT & MÖNNIG (1978), encontra-se especificado que para estribos em telas soldadas o diâmetro mínimo das barras deve ser de 3 mm se o espaçamento entre os fios da tela for de 5 mm e de 5 mm para um espaçamento de fios igual a 10 mm.

Estribos adicionais devem ser previstos e posicionados ao longo da seção transversal para garantir as barras longitudinais contra a flambagem, devendo estes estribos seguir as mesmas regras anteriores de espaçamento vertical e diâmetro mínimo, que os adotados para os estribos principais.

De acordo com a NBR 6118 (1978), estes estribos garantem somente as barras que estiverem situadas em suas quinas e as por eles abrangidas e situadas no máximo a uma distância de $20 \phi_t$ (ϕ_t , diâmetro do estribo), se nesse trecho de comprimento $20 \phi_t$ não houver mais duas barras, pois se tiver mais de duas, deve ser colocado um estribo a mais.

Esses estribos podem ser em forma de barra reta sendo que a distância entre eles proposta por FUSCO (1994) deve ser igual a 30 cm ou $2b$ (menor dimensão do pilar).

Para LEONHARDT & MÖNNIG (1978), a máxima distância entre as barras adicionais deve ser igual a menor dimensão b da seção transversal do pilar, conforme

indicado na figura 4.2.

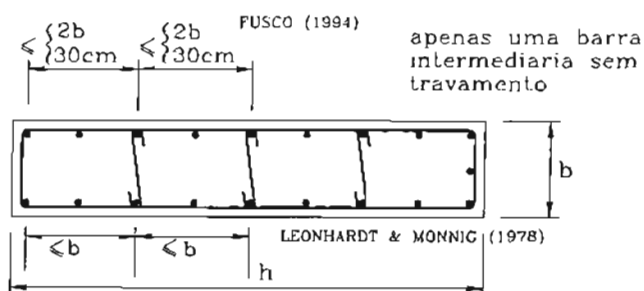


FIGURA 4.2 - Espaçamento entre as barras intermediárias de travamento

Para garantir boa concretagem é necessário que o vibrador tenha espaço para passar entre as armaduras longitudinais e por isso o espaçamento mínimo entre elas é limitado por $2\phi_l$, 2 cm ou $1,2\phi_{agr}$, o maior deles, figura 4.3.

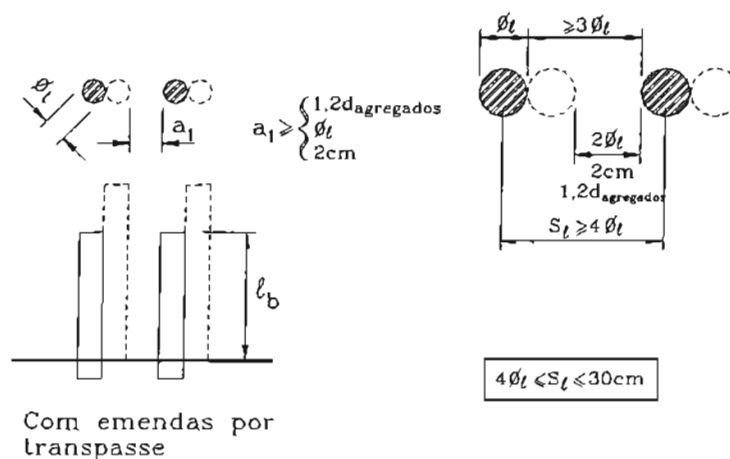


FIGURA 4.3 - Espaçamento mínimo para as barras longitudinais [LEONHARDT & MÖNNIG, 1978]

Os pilares cintados devem apresentar no mínimo 6 barras longitudinais distribuídas na seção transversal. O espaçamento entre os estribos ou barras helicoidais não devem ser maior que 8 cm ou $d_v/5$ (diâmetro entre as armaduras externas do pilar), figura 4.4, sendo adotado o menor valor, e o diâmetro mínimo não deve ser menor que 5 mm. As extremidades dos estribos ou das barras helicoidais devem ser dobradas em forma de ganchos retos voltados para dentro do pilar.

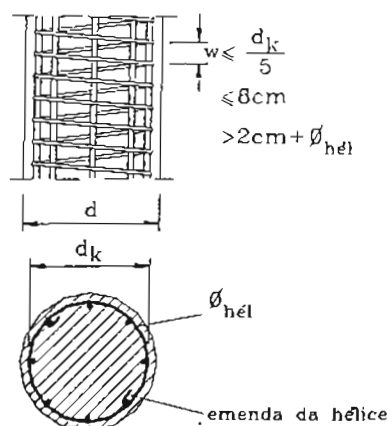


FIGURA 4.4 - Detalhe de armadura para pilares cintados
[LEONHARDT & MÖNNIG, 1978]

4.3 DETALHAMENTO DAS ARMADURAS

Em LEONHARDT & MÖNNIG (1978), encontra-se que em pilares com momentos nas extremidades, devem ser colocados dois ou três estribos adicionais nesta região com um espaçamento igual a metade ou 1/4 do espaçamento dos estribos ao longo do pilar para que possa ser evitado o rompimento do concreto nas extremidades do pilar, figura 4.5.

Quando um pilar terminar em uma laje ou em uma viga, as barras longitudinais devem ser ancoradas na laje ou na viga, com o comprimento ℓ_b , porém devido ao efeito de ponta que pode surgir na laje ou na viga, é interessante que essas barras do pilar sejam interrompidas a uma distância cerca de 4ϕ a qual deve ser maior que 5 cm, abaixo da face superior da laje.

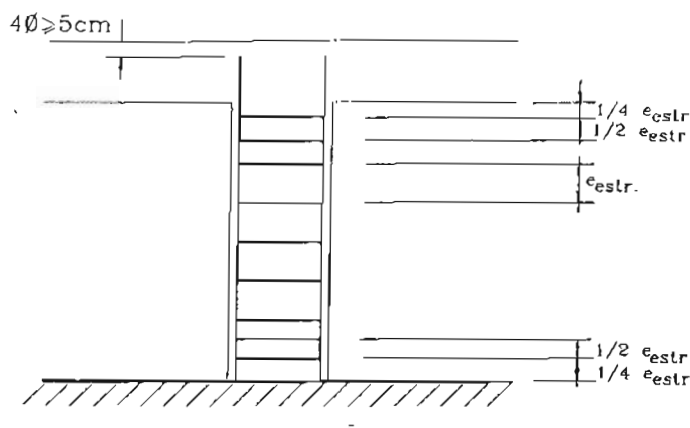


FIGURA 4.5 - Estribos adicionais próximos às extremidades

De acordo com o EUROCODE (1990) se o máximo diâmetro da barra longitudinal for maior que 14 mm, os espaçamentos dos estribos nas seções localizadas acima e abaixo das vigas, devem ser reduzidos em 60% e a distribuição deles deve ser até uma altura igual a maior dimensão do pilar.

4.3.1 Emendas por traspasse de barras comprimidas

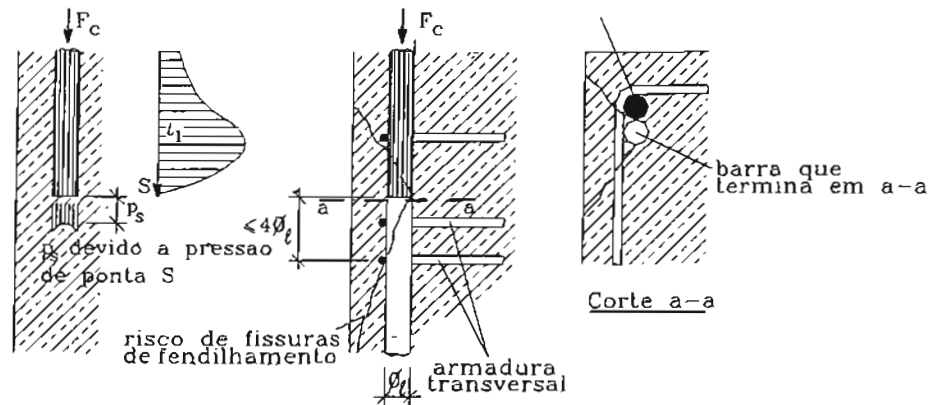
Devido ao processo construtivo dos pilares, as barras que compõem os pilares, ao longo de seu comprimento, precisam ser emendadas, sendo que estas emendas devem atender algumas exigências com relação ao comprimento de traspasse da barra (comprimento de ancoragem), para que mesmo com barras emendadas o pilar possa ter segurança estrutural.

As emendas nas barras longitudinais dos pilares devem ser feitas, sempre que possível, no terço inferior ou superior da altura do pilar, pois se ocorrer efeito de 2ª ordem o momento máximo atua no centro do vão, não havendo, portanto, perigo de romper a emenda. Mesmo nas regiões de emenda devem ser previstas as distâncias mínimas ou máximas necessárias entre as barras longitudinais, garantindo assim boa concretagem e o correto comportamento das barras longitudinais.

A emenda por traspasse deve ser evitada quando o diâmetro da barra for maior que 20 mm, sendo mais indicado para isto o uso de emendas com luvas, o que não usual de ser adotado pelos projetistas.

No caso de barras comprimidas deve-se considerar que a tensão no aço, inicialmente baixa pode aumentar chegando até ao escoamento, sob a ação de carga de longa duração, devido ao efeito de deformação lenta do concreto.

As barras comprimidas causam o efeito de ponta, onde uma parte considerável da força de compressão é absorvida por este efeito, figura 4.6, existindo o risco do rompimento da capa de concreto.



F_c - força de compressão

FIGURA 4.6 - Pressão de ponta e rompimento da capa de concreto
[LEONHARDT & MÖNNIG, 1978]

Para que não ocorra rompimento da capa de concreto nas regiões de emendas por traspasse, devem-se usar estribos que envolvam estas barras, sendo que o espaçamento entre eles não deve ser maior que quatro vezes o diâmetro da barra emendada.

Quando forem usados feixes de barras que se interrompem na mesma seção e que possuem diâmetro equivalente, igual ou maior a 28 mm, para que não ocorra rompimento da capa de concreto, na região da extremidade do feixe deve-se ter pelo menos quatro estribos com diâmetro igual a 12mm, onde pelo menos um deles deve ir além da extremidade do feixe, esse detalhe também vale para barra isolada, figura 4.7.

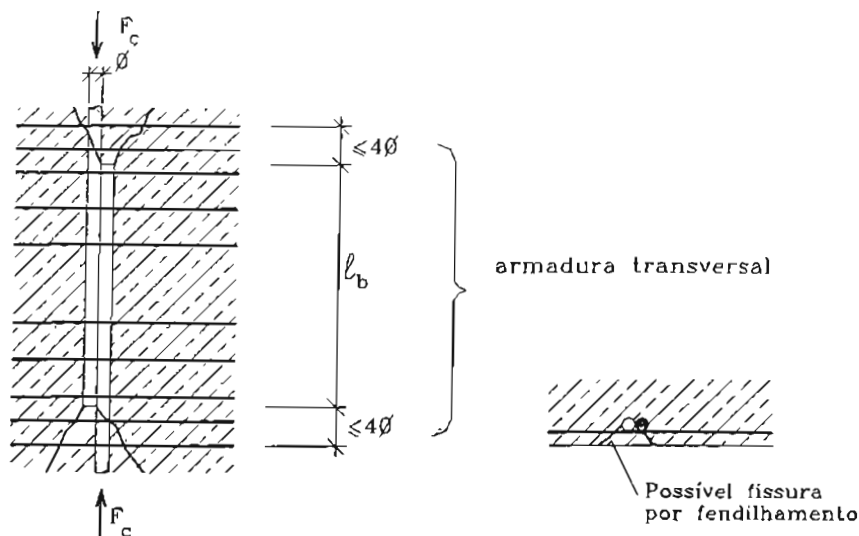


FIGURA 4.7 - Emenda por traspasse para barra comprimida

Uma outra consideração que deve ser levada em conta com relação ao efeito de ponta, é quando as barras comprimidas terminam em local próximo à superfície externa do concreto, como por exemplo, superfície de laje de cobertura. Para que se possa eliminar este efeito nesta região, é necessário que a barra longitudinal seja dobrada ou seja interrompida a uma distância maior ou igual a 3 vezes o seu diâmetro, de acordo com LEONHARDT & MÖNNIG (1978), figura 4.8.

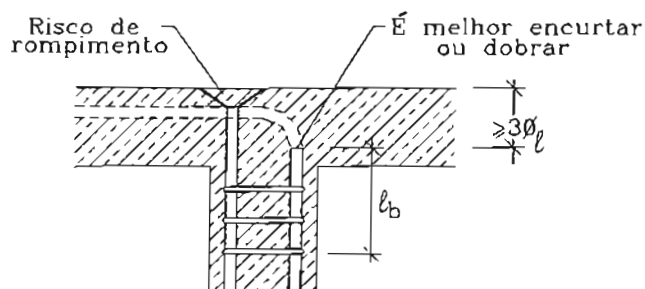


FIGURA 4.8 - Precaução a ser tomada com barras comprimidas próximas as superfícies externas de concreto, segundo LEONHARDT & MÖNNIG (1978)

Os comprimentos das emendas por traspasse podem ser adotados iguais aos comprimentos de ancoragem das barras comprimidas dados por:

$$\ell'_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}} \quad (4.2)$$

sendo:

ℓ'_b - comprimento de ancoragem para barras comprimidas;

f_{yd} - tensão de cálculo do aço;

τ_{bu} - tensão última de aderência.

Em PINHEIRO (1993), os comprimentos de ancoragem já estão calculados em função do diâmetro da barra e da resistência característica do concreto (f_{ck}).

De acordo com a norma alemã DIN 1045 (1972), a percentagem admissível de barras emendadas em uma mesma seção, no caso de emenda por traspasse, para barras com mossas é de 100% em uma camada, já para barras lisas esta percentagem passa a ser 33%, sendo consideradas emendas defasadas aquelas que apresentam como distância longitudinal entre seus pontos médios um comprimento mínimo de $1,3 \ell_b$.

A NBR 6118 (1978) adota que a ancoragem para as barras comprimidas deve ser sempre retilínea, não devendo seu comprimento ser inferior a $0,6 \ell_{b1}$, nem a 15 cm.

Quando não há mudança de seção transversal do pilar de um pavimento ao outro, as barras longitudinais do tramo inferior e posicionadas nos cantos, devem dobrar-se ligeiramente para dentro para que possa ser feita a emenda, figura 4.9 a, entretanto quando houver diminuição da seção transversal do pilar deve-se prolongar apenas as barras que forem possível para se fazer a emenda, figura 4.9 b, e quando este prolongamento não for possível recomenda-se o uso de barras complementares, as quais funcionam como arranques para o prolongamento do pilar, figura 4.9 c.

Em qualquer caso, ao longo de todas as emendas por traspasse é importante que os estribos situados nesta região tenham seção transversal suficiente para garantir seu funcionamento como armadura de costura necessária.

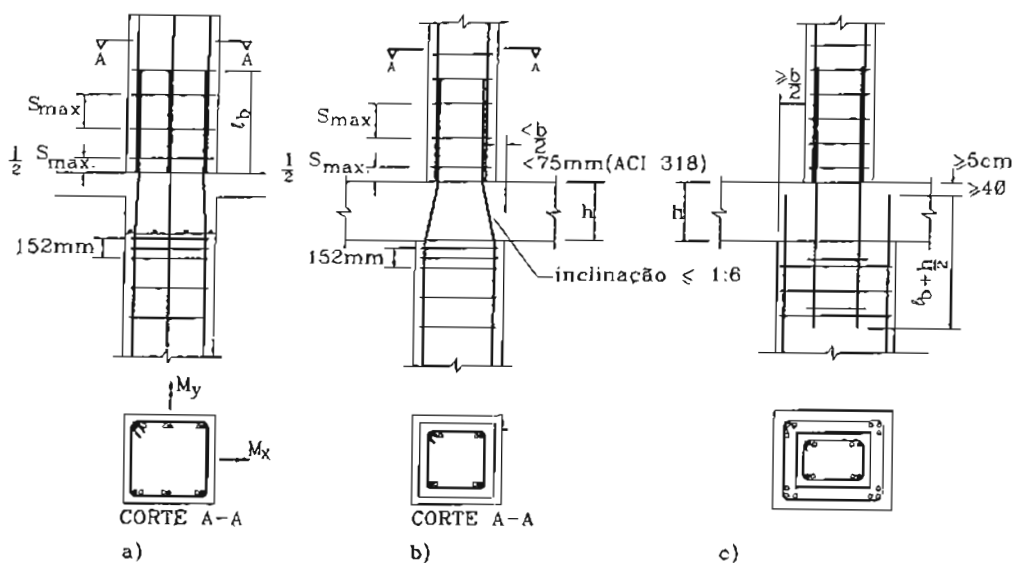


FIGURA 4.9 - Emendas por traspasse junto às lajes de pisos
[Adaptado do ACI 318, 1992]

De acordo com o ACI 318 (1992), a máxima inclinação da barra longitudinal para fazer a emenda deve estar na proporção de 1:6, figura 4.9 b, sendo que este detalhe não é o mais apropriado, indicando como melhor o arranjo apresentado na figura 4.9c, pois garante comportamento mais seguro do pilar, com relação ao comportamento das barras.

Em lajes sem vigas, quando a seção transversal do pilar não mudar de um pavimento para outro, para se fazer a emenda, as barras inclinadas devem estar na região superior, ao contrário do que é proposto em LEONHARDT & MÖNNIG (1978), segundo o ACI 318 (1992), este detalhe não é usual pelos projetistas, porém o seu uso garante a capacidade total de momento no final da barra emendada, figura 4.10.

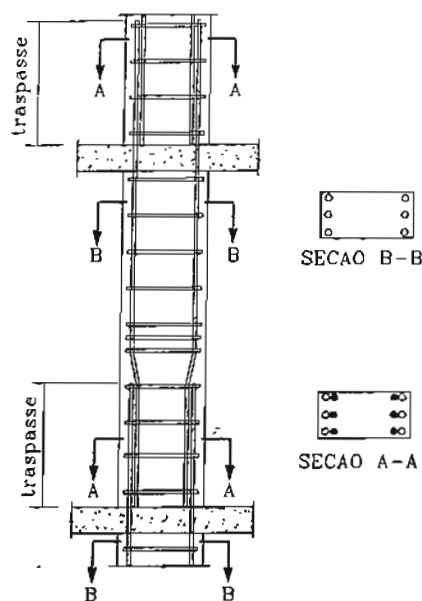


FIGURA 4.10 - Emendas de armadura para pilares de seção constante, em lajes sem vigas
[ACI 318, 1992]

4.3.2 Detalhamento de estribos

Como já foi dito no item 4.2.2, os estribos devem ser usados para impedir a flambagem das barras longitudinais nos pilares e garantir os seus corretos posicionamentos durante a concretagem. Estes estribos podem ser dispostos de várias maneiras de acordo com o tamanho da seção do pilar e principalmente com número de barras longitudinais, distribuídas na seção transversal do pilar.

Na figura 4.11 podem ser observados arranjos de um pilar com quatro barras longitudinais, com os respectivos tipos de estribos necessários para garantir as barras contra a flambagem.

Para pilares quadrados com armaduras distribuídas nas quatro faces, o detalhamento de estribos é praticamente o mesmo, podendo ser observado na figura 4.12, o arranjo sugerido pelo ACI 318 (1992).

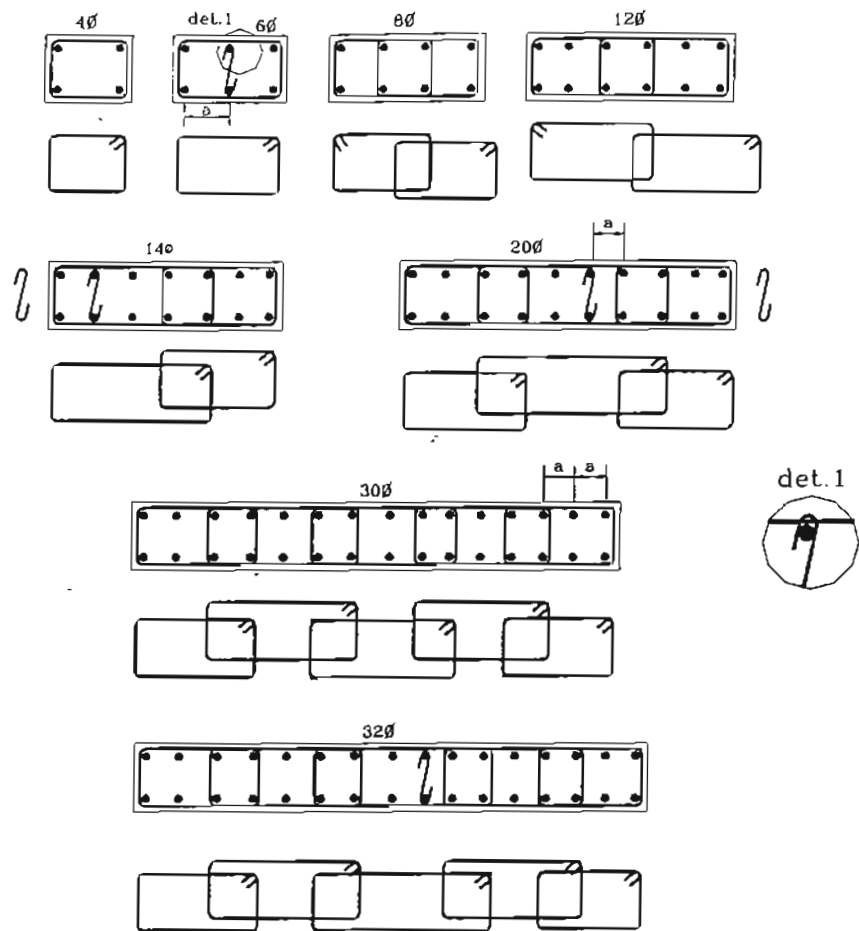


FIGURA 4.11 - Arranjos de estribos para pilares retangulares

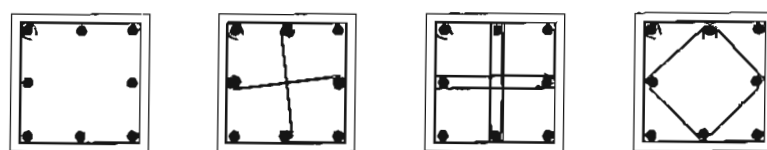


FIGURA 4.12 - Arranjos de estribos para pilares com armaduras nas quatro faces.
[ACI 318, 1992]

Deve-se lembrar que os estribos em forma de gancho, devem envolver os estribos, para que assim as barras longitudinais fiquem garantidas contra a flambagem.

Na figura 4.13 pode ser visto o exemplo da seção transversal de um pilar, onde observa-se a distribuição da armadura transversal formada por estribos e por barras isoladas dobradas e também a distribuição da armadura longitudinal.

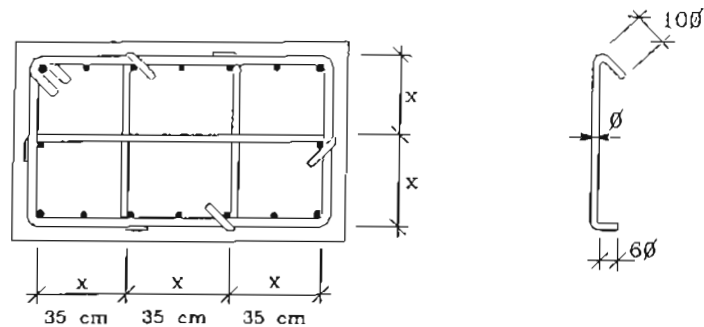


FIGURA 4.13 - Exemplo de seção transversal de pilar
[ACI 318, 1992]

4.3.3 Detalhamento da armadura longitudinal

A apresentação correta do detalhamento de armaduras de pilares, para edifícios, deve conter o desenho em escala e junto ao desenho das barras deve-se informar: o número, a quantidade, o diâmetro e o comprimento.

As emendas por traspasse são feitas no nível do pavimento, sendo que o comprimento final de uma barra típica deve ser igual a distância de piso a piso acrescido do comprimento de emenda por traspasse.

A seção transversal do pilar deve ser desenhada em escala, sendo que as barras verticais aparecem em planta. Os estribos, inclusive os adicionais, devem ser desenhados ao lado da seção transversal sendo que devem ser cotados e acompanhados por número das barras, quantidade, diâmetro, espaçamento e comprimento total do estribo.

Os pilares, são detalhados em todos os níveis do edifício com as cotas de nível indicadas e todos eles são mostrados na mesma folha de desenho se possível.

Para isto achou-se conveniente indicar um detalhe típico de arranjo de barras longitudinais e transversais, para pilares de edifícios, figura 4.14.

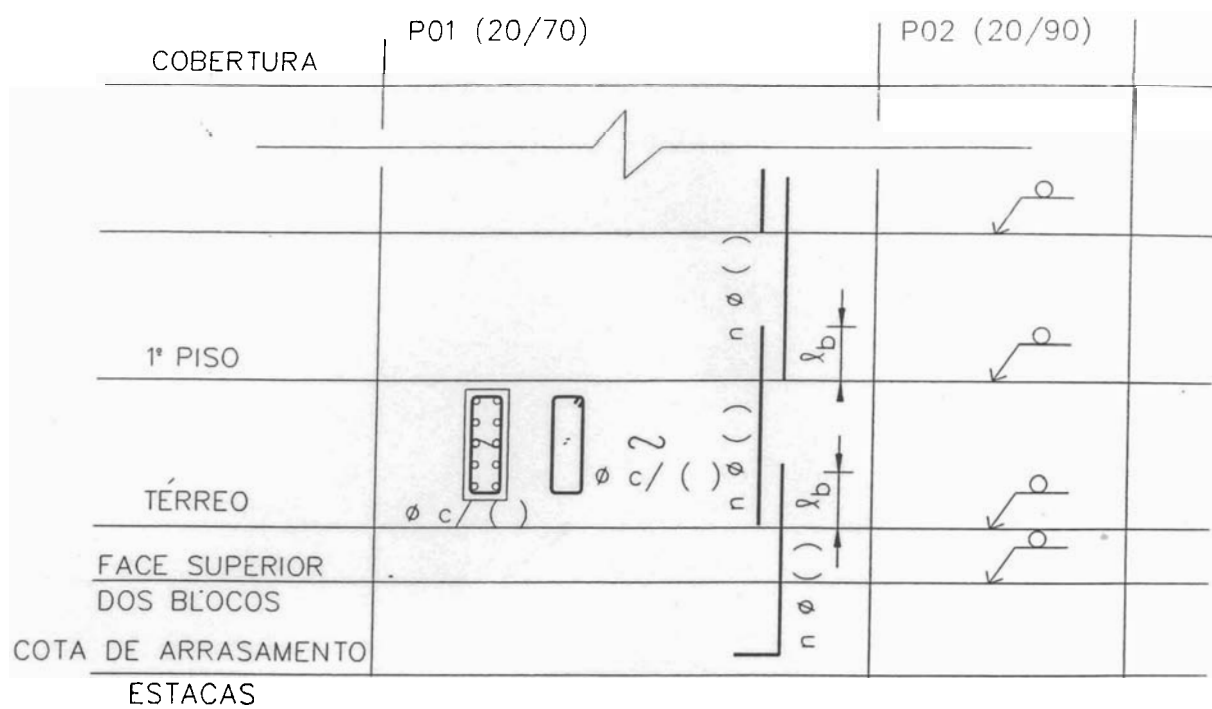


FIGURA 4.14- Detalhe típico de arranjo de barras longitudinais e transversais para pilares de edifícios

5 ANCORAGEM

5.1 COMPRIMENTO DE ANCORAGEM

A solidariedade entre o concreto e o aço é inerente à obtenção do material concreto armado. Esta solidariedade é chamada de aderência que usualmente se compõem de: aderência por adesão, por atrito e mecânica.

A aderência por adesão se refere a resistência à separação entre o concreto e o aço; a aderência por atrito se manifesta quando há tendência ao deslocamento relativo entre os materiais, sendo que isto depende da rugosidade superficial da barra e da compressão uniformemente distribuída exercida pelo concreto sobre a barra em virtude da retração; a aderência mecânica é devido a presença de saliências na superfície da barra.

A eficiência da ancoragem depende muito das tensões que agem transversalmente a barra a ser ancorada. Se essas tensões transversais forem de compressão ficam melhoradas as condições de aderência.

As tensões de aderência não são uniformemente distribuídas ao longo do comprimento da barra, para tanto adota-se um valor último de tensão de aderência (τ_{bu}) constante ao longo do comprimento da barra, determinados através das seguintes expressões:

- Para $\eta_b \leq 1$, aço CA-25 e CA60:

$$\tau_{bu} = 0,28 (f_{cd})^{1/2} \quad (5.1)$$

- para $\eta_b \geq 1,5$ e aço CA50:

$$\tau_{bu} = 0,42 (f_{cd})^{2/3} \quad (5.2)$$

Os valores da tensão última de aderência dependem da conformação superficial da barra (com e sem moessa), da qualidade do concreto, da resistência característica do concreto e principalmente da localização da barra na peça estrutural, região de boa ou de má aderência).

Essas regiões de boa ou de má aderência estão especificadas na figura 5.1, sendo que as regiões I são de boa aderência e as regiões II são de má aderência.

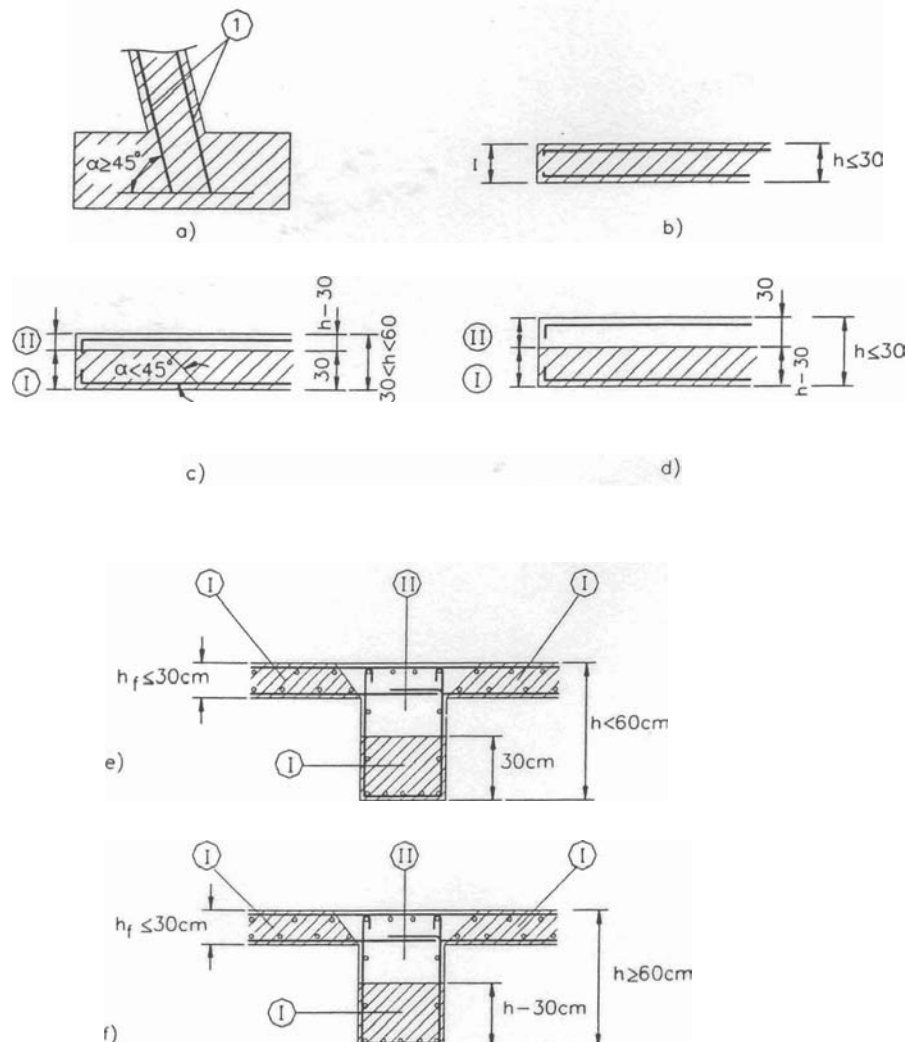


FIGURA 5.1 - Situações de boa e má aderência
[PROMON, 1976]

O comprimento de ancoragem é o comprimento mínimo necessário para que a barra transfira ao concreto a força de máxima de tração ou de compressão que a solicita sem que as tensões médias de aderência sejam superiores a tensão última de aderência τ_{bu} .

Segundo a NBR 6118 (1978) e o EUROCODE (1992) o comprimento de ancoragem retilínea dever ser :

$$\ell_b = \frac{\phi f_{yd} A_{scal}}{4 \tau_{bu} A_{se}} \quad (5.3)$$

ℓ_b - comprimento de ancoragem, onde $\ell_b \geq \frac{\ell_{b1}}{3}$, 10ϕ ou 10 cm;

f_{yd} - resistência de cálculo do aço à tração;

A_{scal} - área de aço calculada;

A_{se} - área de aço efetiva ou real;

τ_{bu} - tensão última de aderência;

ℓ_{b1} - o valor de ℓ_b calculado com $A_{scal} = A_{se}$.

A ancoragem deve sempre que possível ser feita na zona de compressão transversal às barras e assim quando em uma peça fletida uma das barras de tração puder ser eliminada ela pode simplesmente ser interrompida na própria zona de tração, garantindo apenas o comprimento de ancoragem.

Para barras lisas de diâmetro maior que 6,3 mm o gancho é obrigatório, porém, em barras de alta aderência (com mossas) o gancho passa a ser dispensável. Entretanto em regiões de grande solicitação por tensões normais, onde as tensões da armadura sob ações em serviços são altas, tanto o gancho na extremidade de barras lisas, quanto a interrupção de uma barra de alta aderência podem causar o aparecimento de fissuras com grandes aberturas, para que isto seja evitado pode-se levantar ligeiramente a barra a ser ancorada dentro da peça. A extremidade da barra deve ficar entre 2ϕ a 4ϕ , medida a partir do plano horizontal.

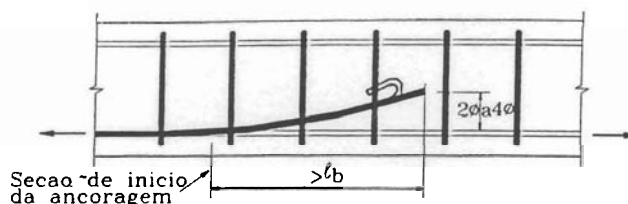


FIGURA 5.2 - Detalhe de ancoragem
[FUSCO,1994]

Quando se tratar de peças que possuem pouco espaço para alojar as armaduras há necessidade de detalhá-las em forma de feixes de barras, sendo que para o efeito de cálculo do comprimento de ancoragem (ℓ_b) deve ser considerado um diâmetro equivalente (ϕ_e) o qual é igual ao diâmetro do círculo de área igual a soma das áreas das barras do feixe.

Para feixe de barras o comprimento de ancoragem deve ser aumentado de 20% (feixe de 2 barras) e de 33% quando houver mais de 2 barras.

Quando terminar em gancho fora do apoio (figura 5.3 a), o comprimento necessário de ancoragem, pode ser reduzido em 15ϕ (CA-25) ou 10ϕ (CA-50), porém sempre maior do que $\ell_b/3$ ou 10 cm, figura 5.3.

Para barras que terminam em gancho no apoio (figura 5.3 b) o comprimento necessário é o mesmo citado anteriormente, porém a barra deve prolongar-se além da face do apoio de um comprimento no mínimo de $r + 5,5\phi \geq 6$ cm.

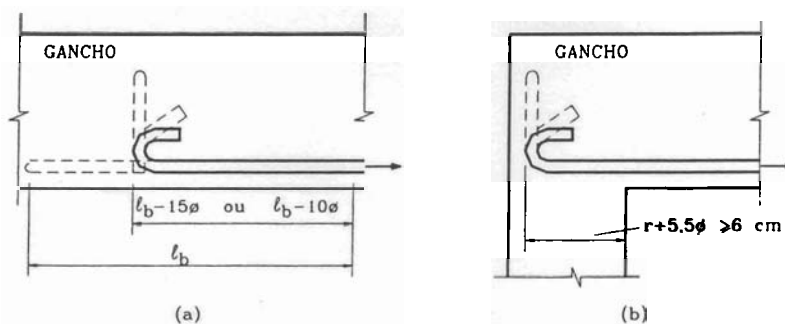


FIGURA 5.3 - Ancoragem fora do apoio

Quando a largura do apoio for muito pequena e nem o uso de gancho nas barras longitudinais garantir a boa ancoragem, pode-se adotar o uso de grampos,

posicionados paralelamente à largura do apoio, como pode ser visto no detalhamento da viga V9 no capítulo 7

Em PINHEIRO (1993), encontram-se tabelas nas quais são propostos comprimentos de ancoragem de acordo com o tipo de gancho e do diâmetro da barra.

Quando se tratar de ancoragem de barras comprimidas (nas vigas: quando há necessidade de armadura dupla, nos pilares: ancoragem nas regiões de emenda por traspasse) o comprimento de ancoragem é igual ao comprimento de ancoragem dado para barras tracionadas, portanto, ℓ'_b (comprimento de ancoragem de barras comprimidas) é igual a ℓ_b , não devendo ser menor do que $0,6 \ell_{b1}$, 10ϕ e 15 cm.

Para barras exclusivamente comprimidas não deve ser feito o uso de ganchos, pois devido a compressão podem ocorrer tensões de tração transversais, causando o desprendimento do cobrimento do concreto da armadura.

5.2 ANCORAGEM DE ARMADURA DE VIGAS

Conforme já foi indicado no capítulo 3 nem todas as barras que compõem a armadura longitudinal das vigas tem necessidade de serem prolongadas de um apoio até outro, portanto, sendo interrompidas antes dos apoios procurando otimizar a sua distribuição de acordo com o diagrama de momento fletor deslocado.

O ponto de início de ancoragem das barras tem início onde a tensão σ_s começa a diminuir (ponto A), devendo prolongar-se pelo menos 10ϕ além do ponto onde a tensão σ_s for igual a zero, sendo que este comprimento não deve ser nunca inferior a ℓ_{b1} . Isto pode ser observado na figura 5.4.

Assim as barras tipo 3 para momento fletor negativo e positivo na figura 5.4 têm seus pontos de início de ancoragem na intersecção de seu eixo com o diagrama de momentos fletores de cálculo deslocado. A partir daí marcam-se os comprimentos de ancoragens que devem passar 10ϕ do ponto onde a tensão é nula, isto é, as projeções sobre os eixos das barras 3, dos pontos de início de ancoragem das barras 4.

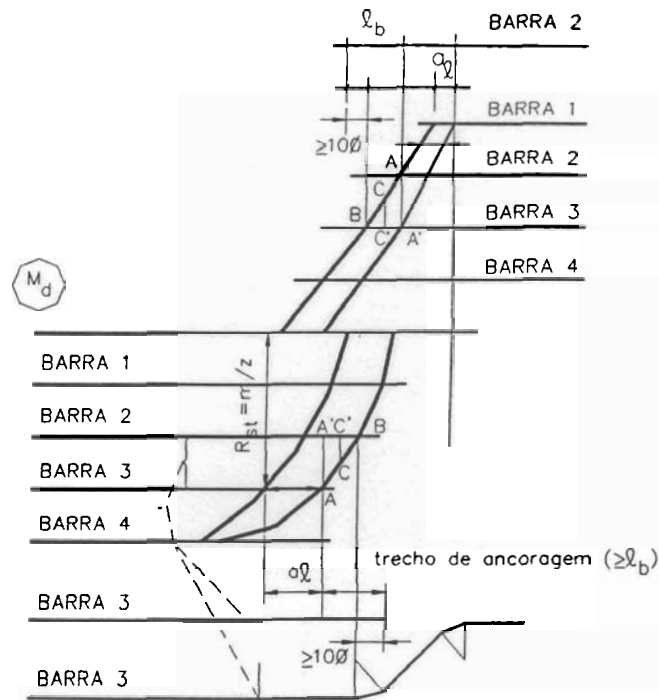


FIGURA 5.4 - Ponto de início de ancoragem em peças fletidas
[NBR 6118 (1978), adaptado por Giongo (1996)]

5.2.1 Ancoragem de armaduras prolongadas nos apoios extremos de vigas

A ancoragem das barras de armadura longitudinal de tração nos apoios é analisada de acordo com o tipo de ligação entre a viga e o apoio, que pode ser direto: viga/pilar e indireto: viga/viga.

Segundo a NBR 6118 (1978) “deve-se prolongar até cada um dos apoios das vigas simples ou contínua uma parte da armadura de tração, correspondente a um terço da área na seção de momento fletor no tramo, se o momento fletor no apoio for nulo ou negativo de valor absoluto inferior a 1/2 do máximo momento positivo no tramo, e em caso contrário correspondente a 1/4 daquela área”.

Quando se tratar de apoio direto, de acordo com a NBR 6118 (1980) o ponto de início de ancoragem é adotado a partir da face interna do apoio sendo que este

comprimento é igual a ℓ_b (comprimento reto de ancoragem, com o $A_{s \text{ cal apoio}} < A_{s \text{ nec apoio}}$) o qual deve ser no mínimo igual a $r + 5,5\phi \geq 6 \text{ cm}$, não devendo ser menor ou igual que $\ell_{b1}/3$, 10ϕ e 10 cm , isto pode ser visto na figura 5.5a.

Quando o apoio é muito estreito e mesmo adotando-se o gancho na extremidade da barra a ancoragem não é conseguida torna-se necessário diminuir a tensão σ_s nas barras aumentando-se a armadura de $A_{s \text{ cal, apoio}}$ para $A_{s \text{ nec, apoio}}$ a qual é indicada pela seguinte expressão:

$$A_{s \text{ nec, apoio}} = \frac{\ell_{b1}}{\ell_{be}} A_{s \text{ cal, apoio}} \quad (5.4)$$

Sabendo-se que a largura disponível no apoio ℓ_{be} deve ser pelo menos igual a $\ell_b - \Delta \ell_b$ tem-se que:

$$A_{s \text{ nec, apoio}} = \frac{\ell_{b1}}{\ell_{be} + \Delta \ell_b} A_{s \text{ cal, apoio}} \quad (5.5)$$

Se o apoio for indireto LEONHARDT & MÖNNIG (1978) indicam que o ponto de início de ancoragem deve ser considerado a partir de $1/3$ da largura do apoio distante da face interna deste, (figura 5.5b).

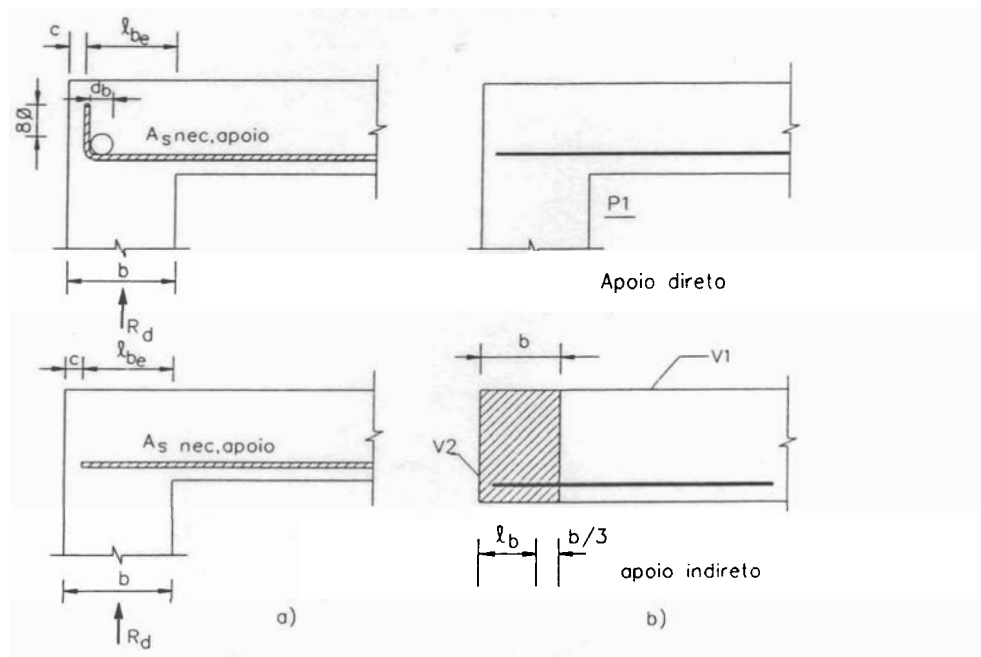


FIGURA 5.5. - Ancoragem em apoio de extremidade
[SÜSSEKIND, 1980 e PROMON, 1976]

5.2.2 Ancoragem de armadura de vigas nos apoios internos

Quando o diagrama de momento fletor de cálculo deslocado atingir a face do apoio e a força que deve ser ancorada for diminuindo em direção ao centro do apoio o comprimento de ancoragem (ℓ_b) deve ser medido a partir da face do apoio (figura 5.6.a). Se o diagrama não atingir a face do apoio o comprimento de ancoragem deve ser marcado a partir da intersecção do eixo da barra com o diagrama deslocado, devendo ultrapassar um comprimento de 10ϕ a partir da face do apoio. (figura 5.6.b).

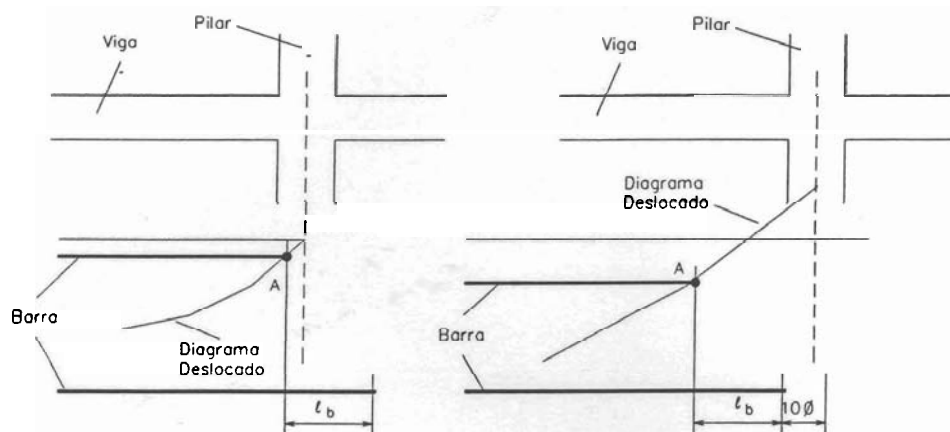


FIGURA 5.6. - Ancoragem em apoio interno

5.2.3 Ancoragem de telas soldadas

FUSCO (1994), indica que a aderência das telas soldadas ao concreto depende do tipo das barras ou fios empregados. No Brasil trabalha-se somente com fios simples e lisos e a aderência é devida essencialmente aos nós soldados que se constituem em ancoragens mecânicas. Para que isto seja possível, exige-se que cada nó soldado tenha resistência ao cisalhamento pelo menos igual a 30% da resistência característica à tração da armadura a ser ancorada.

De modo geral os comprimentos de ancoragem (ℓ_b) e os comprimentos de transmissão (ℓ_v) das emendas por traspasse são determinados em razão do número de pontos de solda, respeitando-se simultaneamente um comprimento efetivo.

Nas ancoragens tracionadas, um dos nós soldados pode ser compensado por um gancho de extremidade, figura 5.7.

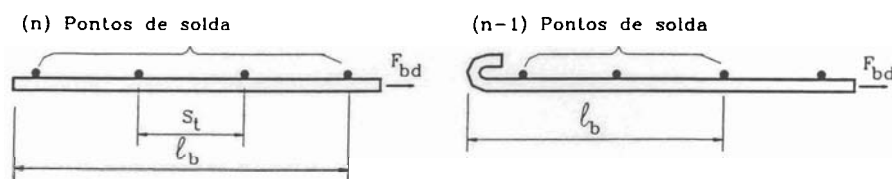


FIGURA 5.7- Comprimento de ancoragem
[FUSCO, 1994]

Para que se possa saber corretamente o comprimento de ancoragem das telas e o número de pontos de solda necessários para ancorar tem-se uma tabela, a qual especifica estes itens segundo armadura lisa ou de alta aderência e zona de boa e de má aderência.

Tabela 5.1 - Ancoragem de telas soldadas ($s_t \geq 10$ cm). Números de pontos de solda (n) e comprimentos de ancoragem (l_b)
[FUSCO, 1994]

Tipos de armadura	Zonas de aderência	Fios simples ($\phi \leq 12$ mm) Fios duplos ($\phi \leq 8,5$ mm)	Fios duplos ($8,5$ mm $< \phi \leq 12$ mm)
lisas ou entalhadas	zona I	$n = 3$ $l_b \geq 35$ cm	$n = 4$ $l_b \geq 40$ cm
	zona II	$n = 4$ $l_b \geq 45$ cm	$n = 5$ $l_b \geq 50$ cm
armaduras de alta resistência	zona I	$n = 2$ $l_b \geq 25$ cm	$n = 3$ $l_b \geq 35$ cm
	zona II	$n = 3$ $l_b \geq 35$ cm	$n = 4$ $l_b \geq 45$ cm

Observações :

- 1) Para $s_t < 10$ cm $n_{ef} = n + 1$;
- 2) Com preponderância de cargas variáveis $n_{ef} = n + 1$ ou $l_{b,ef} = l_b + 10$ cm.

Onde:

- s_t - espaçamento entre a armadura transversal;
 n_{ef} - número efetivo de pontos de solda.

Com telas soldadas o comprimento de ancoragem é normalmente reduzido, e é obtido introduzindo-se sempre que possível, um nó soldado (cruzeta), dentro da estrutura de apoio, conforme indicado na figura 5.8.

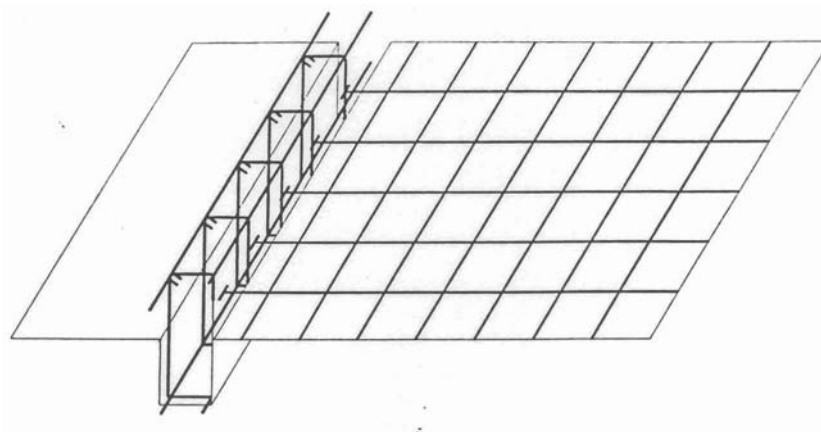


FIGURA 5.8 - Detalhe de ancoragem da tela dentro da viga

A ancoragem da armadura da laje em uma viga periférica pode ser feita de três maneiras: com armadura positiva (figura 5.9.a), com armadura negativa com ou sem gancho (figura 5.9.b).

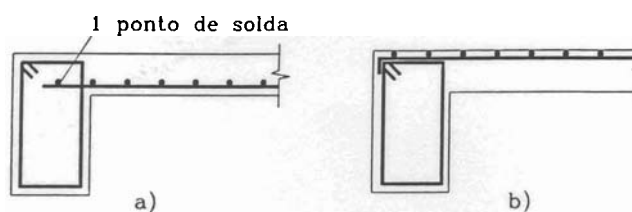


FIGURA 5.9- Detalhe de ancoragem de tela soldada em viga externa

A ancoragem das telas posicionadas junto a face inferior em apoio interno pode ser feita como indicado na figura 5.10.a. Os fios das telas à esquerda e a direita devem ter pelo menos uma cruzeta posicionada dentro da viga.

A tela junto a face superior (figura 5.10.b) deve ter comprimento na direção perpendicular ao eixo da viga igual a $0,25 \ell_x$, ver figura 2.19.

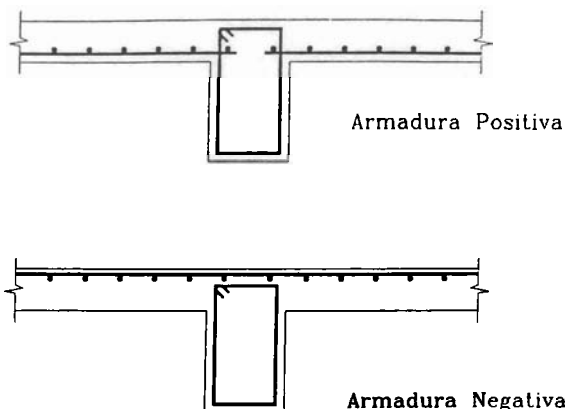


FIGURA 5.10 - Detalhe de ancoragem de tela soldada em uma viga interna

A introdução de um nó soldado nos apoios para a realização da ancoragem da tela, dificulta a execução na obra, entretanto na maioria das obras no Brasil as vigas possuem pequena espessura (12 cm) o que praticamente não permite a ancoragem reta de fios lisos. Visando as dificuldades que o nó soldado causa na execução o IBTS (Instituto Brasileiro de Tela Soldada) decidiu pesquisar a eficiência de uma ancoragem reta adotando como comprimento de ancoragem 10 cm a partir da face interna da viga.

Este estudo está sendo feito pelo Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, USP.

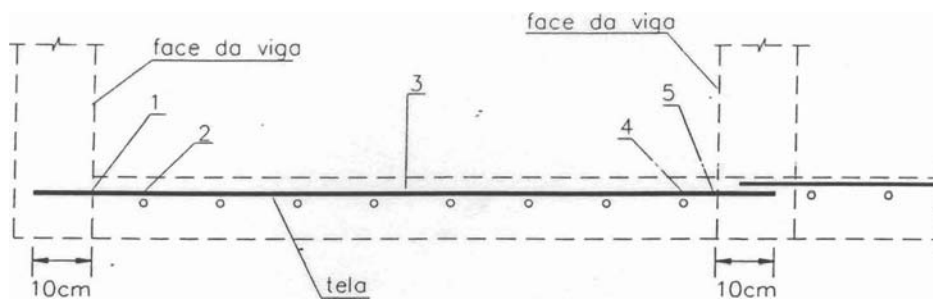
Para se fazer este estudo foram ensaiadas dois tipos de lajes:

- 1) laje 1: laje contínua apoiada em 3 vigas armadas em uma só direção, cuja dimensão é de 125 × 312 cm;
- 2) laje 2: laje apoiada nos quatro lados, armada em cruz com dimensão igual a 249 × 271 cm.

As variáveis estudadas foram a variação das bitolas das barras (4,2mm, 5,6mm e 8,0 mm), barras corrugadas e lisas, observando-se sempre a eficiência da ancoragem em dois tipos de apoios (extremo e intermediário).

A espessura das lajes ensaiadas foram de 7 cm e 8 cm, sendo que as vigas apresentaram seção transversal de 12 cm x 30 cm e o concreto resistência característica à compressão igual a 20 MPa.

Para analisar a eficiência do comprimento de ancoragem da tela soldada, foram aplicados carregamentos nas lajes e através de extensômetros posicionados nas faces das vigas, nos fios das telas soldadas antes do último nó e extensômetros no meio do vão mediram-se as deformações, figura 5.11. Além disso também foram usados transdutores para se fazer medição dos deslocamentos.



Pontos 1 e 5 - extensômetros na face da viga;
 Pontos 2 e 4 - extensômetros antes do último nó;
 Ponto 3 - extensômetro no meio do vão.

FIGURA 5.11 - Instrumentação utilizada nas lajes ensaiadas para medir as deformações normais

O IBTS adotou o comprimento de ancoragem igual a 10cm visando sugerir duas alterações para NBR 6118 (1978):

- a) Na determinação do R_{st} para as lajes, utilizar $a_\ell = d$ ao invés de $a_\ell = 1,5d$;
- b) Substituir o valor mínimo para comprimento de ancoragem $\ell_{b1}/3$, para $b/3$, isto é 1/3 da largura do apoio.

Analisando-se os resultados dos ensaios pode-se observar que o limite $\ell/300$ para flecha não foi ultrapassado. Nas placas tipo 2 (armadas em cruz) não foram registradas nenhuma deformação na armadura posicionada no apoio e a ancoragem das barras dentro das vigas não foi solicitada.

Para as lajes tipo 1 nos apoios extremos foi verificado que as forças medidas antes do nó são significativamente maiores do que as correspondentes na face do apoio, demonstrando, portanto, que o nó reduziu a força de tração em 63%.

Nos apoios intermediários confirmou-se condições favoráveis de ancoragem, pois a região é comprimida pela ação dos momentos fletores da laje contínua.

Como conclusão pode-se observar que nos modelos ensaiados o modo de ruptura esteve associado à fissuração excessiva e não ao escorregamento da armadura devido a ineficiência da ancoragem, podendo, portanto, ser concluído em princípio que a ancoragem reta com 10 cm garante a segurança da estrutura.

Sabendo-se que o estudo ainda não está completamente terminado, as conclusões apresentadas neste texto são apenas de caráter ilustrativo não podendo ser tomadas como critérios para projetos, sendo ainda necessário fazer mais ensaios.

5.3 EMENDA POR TRASPASSE

A emenda por traspasse em barras tracionadas é um detalhe comum e necessário em construções de concreto armado, pois ela fornece continuidade para a armadura sem haver a necessidade de uma barra tocar na outra.

Nas emendas por traspasse, a transmissão de esforços é feita por solicitações tangenciais no concreto situado entre as barras com a mobilização das bielas comprimidas de concreto e o aparecimento de tensões transversais de tração. As emendas por traspasse podem ser constituídas de duas barras emendadas uma próxima a outra ou espaçadas.

Admite-se que este tipo de emenda espaçada por traspasse geralmente é adotado quando a peça possui grande largura (lajes), pois as dimensões das vigas e dos pilares, na maioria das obras são pequenas dificultando a distribuição da armadura.

Geralmente, nas lajes não ocorre o uso de barras emendadas, pois as distâncias máximas entre uma viga e outra na maioria das vezes não ultrapassa um comprimento de aproximadamente 6 m, sendo que o comprimento de fabricação de uma barra de aço é igual a 11 m (+1 m ou - 1 m). Entretanto, em pavimentos de edifícios com várias lajes de mesma altura e igual área de aço a armadura positiva pode ser emendada para facilitar a sua distribuição. Quando se tratarem de lajes de piscinas, túneis, ou tabuleiros de pontes, há a necessidade de se fazerem emendas nas barras.

Para que se pudesse ter um melhor entendimento do efeito do espaçamento das barras tracionadas emendadas por traspasse, foram conduzidos vários ensaios na Universidade de Beirute por HAMAD & MANSUR (1996), com o intuito de verificar a validade do espaçamento proposto pelo ACI 318 (1989), o qual é igual a 20% do comprimento de emenda.

Esses ensaios consistiram em analisar 17 modelos de lajes cada uma armada com 3 emendas traspassadas, as quais foram solicitadas por momento fletor, sendo que o comprimento de emenda foi adotado de maneira que o colapso ocorresse por escorregamento da armadura.

Os detalhes das lajes ensaiadas podem ser observados na figura 5.12.

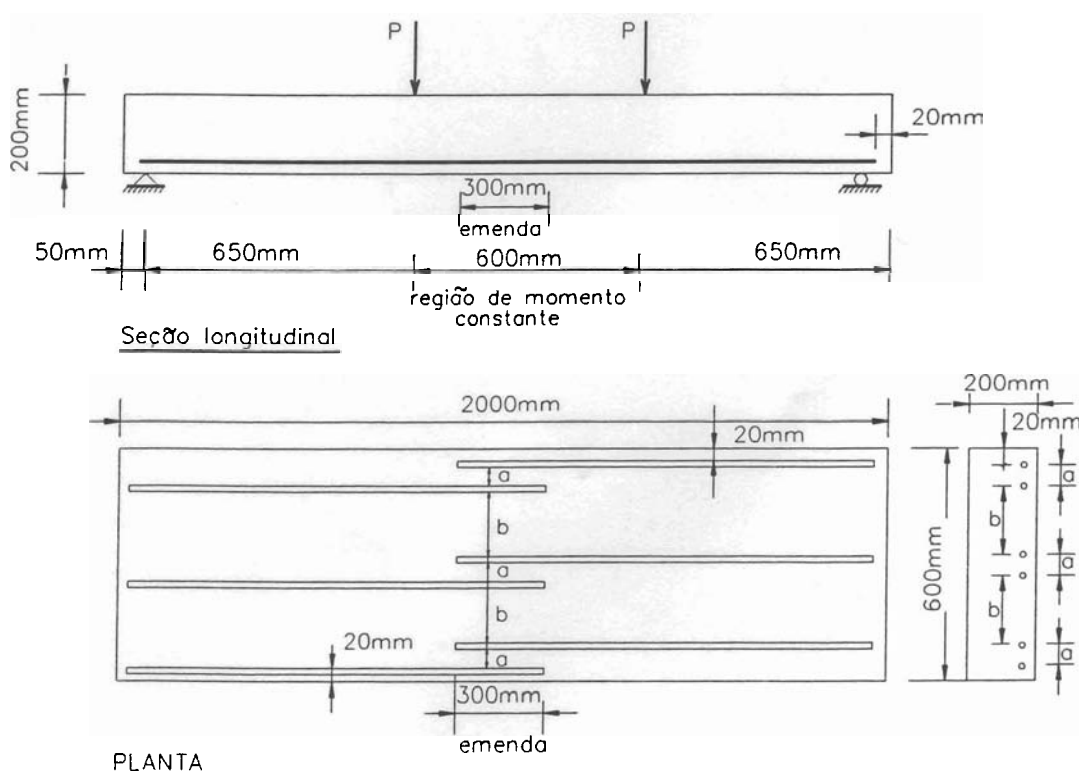


FIGURA 5.12 - Detalhes dos modelos de lajes ensaiados por HAMAD & MANSOUR (1996)

Nas lajes ensaiadas, as principais variáveis observadas foram o diâmetro das barras da armadura (14mm, 16 mm e 20 mm) e o espaçamento livre entre as barras emendadas. Os comprimentos de emendas adotados foram iguais a 300 mm ($\phi = 14$ mm e 16 mm) o qual corresponde a 50% do comprimento de emenda, e de 350 mm ($\phi = 20$ mm) o qual corresponde a 40% do comprimento de emenda.

Este comprimento de emenda foi escolhido de modo que não houvesse plastificação da armadura mas sim colapso por escorregamento.

Na região de emenda não haviam estribos, somente para lajes armadas com barras de diâmetro igual a 20 mm, o qual exige armadura transversal para evitar colapso por cisalhamento.

Para que houvesse melhor distribuição da carga sobre a laje foi colada uma placa de aço de 600 x 100 x 15 mm sob cada ponto de aplicação de carga.

As cargas foram aplicadas incrementalmente até o colapso.

Como conclusão destes ensaios pode-se observar que para os três diâmetros de barras analisadas a melhor taxa de aderência foi encontrada para um espaçamento de barra emendada igual a 30% do comprimento de emenda, sendo que este comprimento corresponde a 9 cm para barras com diâmetro igual a 14 mm e 16 mm e comprimento igual a 10,5 cm para barras com diâmetro de 20 mm.

Segundo os ensaios as barras espaçadas desenvolveram resistência de aderência, maior do que as barras em contato para um espaçamento ótimo transversal entre as duas barras traspassadas aproximadamente igual a 5ϕ .

5.3.1 Emendas por traspasse de barras tracionadas

A proporção de barras tracionadas emendadas em uma mesma seção é dada pela tabela 5.2, em função da comparação entre os valores das solicitações permanentes (g) e acidentais (q) as quais estão determinadas para a seção transversal onde ocorrem as emendas. O perigo de se terem várias emendas tracionadas na mesma seção é devido ao fato de ocorrer superposição de tensões transversais de tração.

São consideradas barras tracionadas emendadas na mesma seção transversal, as emendas que se superpõem ou cujas extremidades mais próximas estejam afastadas de menos que 0,20 do comprimento do trecho de traspasse, tomando-se o maior dos dois comprimentos quando diferentes, figura 5.13.

Tabela 5.2 - Proporção de barras emendadas
NBR 6118 (1978)

bitola	com $S_{gk} > S_{qk}$		com $S_{gk} \geq S_{qk}$	
	$\eta_b \geq 1,5$	$\eta_b < 1,5$	$\eta_b \geq 1,5$	$\eta_b < 1,5$
$\leq 12,5$	todas	1/2	1/2	1/4
$> 12,5$	todas (*) 1/2 (**)	1/4	1/2	1/4

(*) Se houver só uma camada de armadura;

(**) Se houver mais de uma camada de armadura.

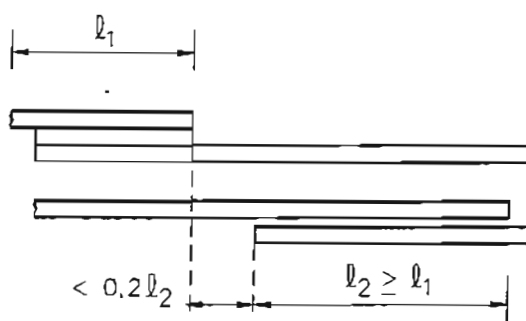


FIGURA 5.13. Emendas de barras consideradas na mesma seção
[NBR 6118, 1978]

Devido aos esforços transversais de tração que surgem ao longo das emendas, deve-se colocar uma armadura transversal (estribos) envolvendo a região de traspasse. Na maioria das vezes esta armadura adicional não é colocada pois tanto nas vigas quanto nos pilares já existem armaduras transversais, entretanto, as armaduras transversais adicionais devem ser adotadas quando:

- o diâmetro das barras emendadas for maior ou igual a 16 mm;
- 50% de barras forem emendadas na mesma seção;
- houver ocorrência de ação dinâmica.

A distribuição das armaduras transversais pode ser feita de maneira uniforme ao longo do comprimento de emenda dispondo-as sempre nos terços extremos do comprimento de traspasse, devendo existir pelo menos três barras transversais de cada lado, figura 5.14.

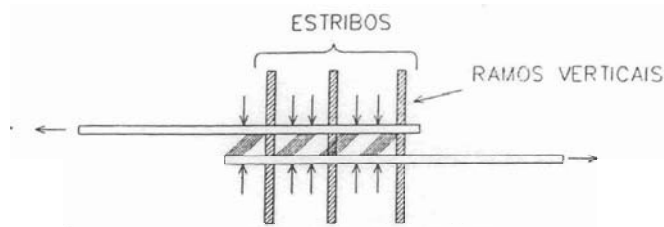


FIGURA 5.14. Detalhe dos ramos verticais dos estribos na região de emenda [FUSCO, 1994]

No caso de vigas, às vezes a armadura longitudinal nem sempre fica só em uma camada, e sendo assim a eficiência do ramo horizontal inferior dos estribos como armadura de costura para as camadas mais alta, não é muito confiável.

Devido a este fato quando os estribos das vigas estiverem pouco espaçados ($s \leq 10$ cm), podem ser suficientes a colocação de barras transversais superiores (figura 5.15b), entretanto se for possível, o melhor é adotar um estribo de altura reduzida o qual envolve todas as barras emendadas, figura 5.15a).

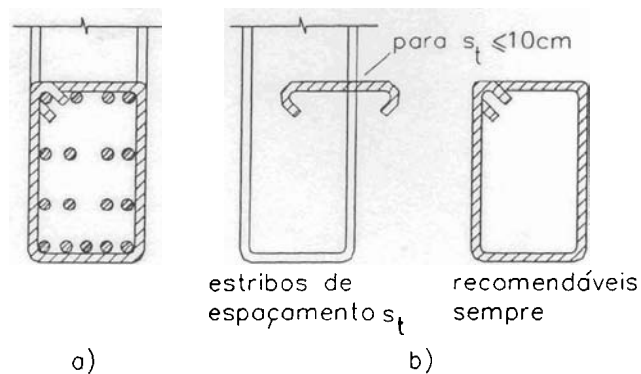


FIGURA 5.15. - Arranjos de estribos para barras tracionadas emendadas [FUSCO, 1994]

Se as barras, luvas ou feixes, forem de diâmetros diferentes, será considerado o maior deles, sendo que o diâmetro equivalente do feixe não deve ultrapassar 25 mm. No caso de emendas por traspasse, o afastamento entre as barras, em toda a extensão da peça, deve ser tal que permita o espaço livre entre emendas, sendo que este tipo de emenda não é permitido para barras de bitolas maior que 25 mm.

5.3.2 Emendas comprimidas

Nas extremidades das barras comprimidas, uma parcela da força de compressão é transmitida por pressão de ponta, havendo portanto o risco de ocorrer um rompimento transversal do concreto. Por isso no caso de barras emendadas de grandes diâmetros, com pequeno cobrimento de concreto, deve-se colocar uma armadura transversal além da extremidade da barra, a uma distância máxima de 4ϕ , figura 5.16.

O comprimento de emenda por traspasse de barras comprimidas é igual ao comprimento de ancoragem de barras comprimidas (l'_b) o qual é igual ao comprimento de ancoragem de barras tracionadas (l_b).

As emendas de barras comprimidas geralmente ocorrem nos pilares, sendo que a proporção de barras emendadas em um mesma seção pode ser igual a 100%, desde que todas as barras sejam totalmente comprimidas.

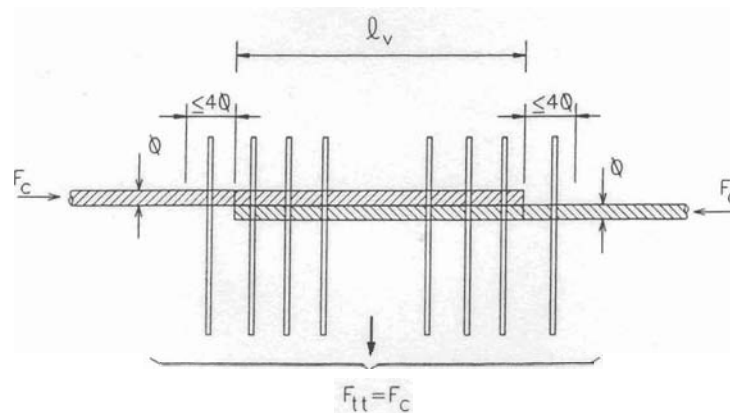


FIGURA 5.16 - Arranjos de estribos para barras comprimidas emendadas [FUSCO, 1994]

5.3.3 Emendas de telas soldadas

A emenda entre telas soldadas pode ser feita com emenda entremeadada ou com emenda sobreposta, figura 5.17.

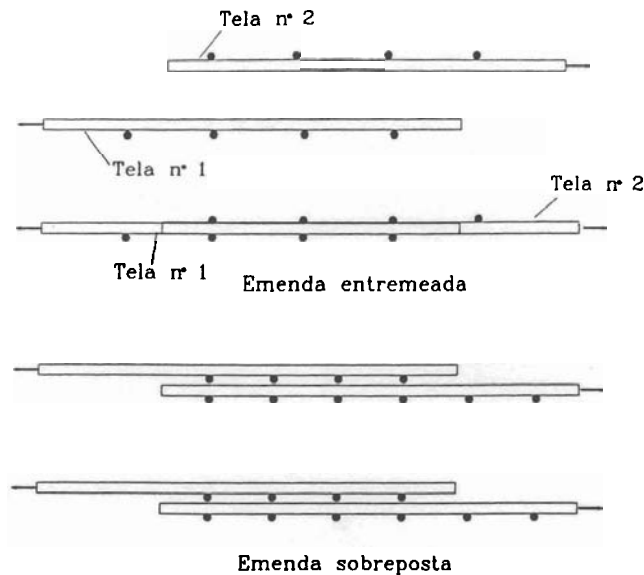


FIGURA 5.17 - Emenda de tela soldada entremeada ou sobreposta

Com relação as emendas de telas soldadas o CEB (1990) apresenta algumas especificações, onde tem-se que quando uma tela for emendada utilizando-se de duas telas, a emenda da armadura principal deve geralmente ser situada em regiões onde a tensão de projeto da armadura para o estado limite último não é maior que 80% da resistência de projeto.

A armadura secundária pode ser emendada utilizando-se telas no mesmo plano ou em planos diferentes, independente do tipo de ação que ocorre.

Para telas sobrepostas a porcentagem permitida da armadura principal que pode ser emendada por traspasse em qualquer seção depende da área específica da seção transversal A_s/s da tela soldada:

- se $A_s/s \leq 12 \text{ cm}^2/\text{m}$, 100% da armadura principal pode ser emendada;
- se $A_s/s > 12 \text{ cm}^2/\text{m}$, a tela soldada pode ser emendada somente para camadas inferiores e a porcentagem da armadura principal é de apenas 60%.

Para armadura secundária quando a emenda for feita com telas na mesma seção transversal, pode-se emendar 100% da armadura secundária.

O comprimento de ancoragem para a armadura secundária segundo o

diâmetro do fio é de:

- para $\phi \leq 6\text{mm}$ $\ell_b \geq 150\text{ mm}$ (pelo menos 1 ponto de solda dentro do comprimento de traspasse);
- para $6\text{mm} < \phi \leq 8,5\text{mm}$ $\ell_b \geq 250\text{ mm}$ (pelo menos 2 pontos);
- para $8,5\text{mm} < \phi \leq 12\text{mm}$ $\ell_b \geq 350\text{ mm}$ (pelo menos 2 pontos).

O Instituto Brasileiro de Telas Soldadas (IBTS), analisou lajes de concreto, armadas com tela soldada submetidas a carregamento de flexão para que se pudesse analisar as técnicas de emendas de telas adotadas por outros países e a partir disso propor recomendações de emendas de telas, garantindo economia e segurança no projeto.

Para tanto o IBTS recomenda que para armadura principal de laje em tela soldada com fio de diâmetro menor ou igual a 8 mm as emendas devem ser executadas com sobreposição de 2 malhas e para armadura de distribuição a emenda deve ter a sobreposição de uma malha, sendo preferível que os fios emendados estejam no mesmo plano.

Essas recomendações são válidas somente para fios lisos e simples, com diâmetro máximo de 12,5 mm, sendo que as emendas ocorrem em regiões de boa aderência e com carregamento estático.

Quando os fios da tela possuírem diâmetro maior que 8 mm, o comprimento de emenda pode ser calculado usando-se a expressão do ACI 318 (1992), expressa a seguir:

$$\ell_d = 3,219 \times \frac{A_w f_y}{s_w \sqrt{f'_c}}, \text{ para } A_s \text{ calculada} = A_s \text{ adotada} \quad (5.6)$$

onde:

ℓ_d = comprimento de ancoragem (cm);

A_w = área de um fio a ser emendado (cm²);

f_y = tensão de escoamento do aço (MPa);

s_w = espaçamento do fio a ser emendado (cm);

f'_c = resistência à compressão do concreto (MPa).

O comprimento de emenda, $1,5 \ell_d$, deve ser maior ou igual a 25 cm. O espaçamento mínimo entre as barras deve ser de no mínimo igual a 5 cm, figura 5.18.

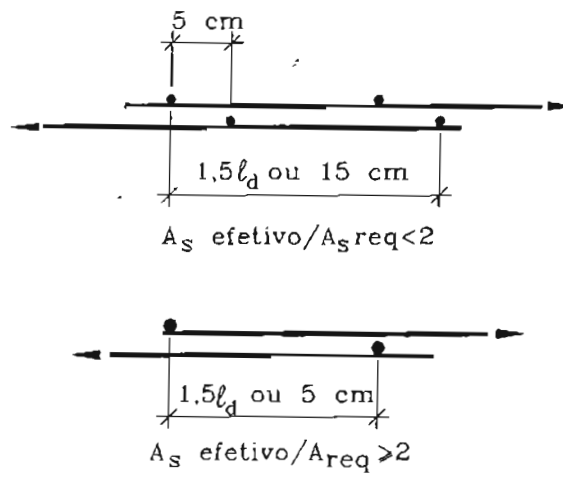


FIGURA 5.18 - Traspasse de tela soldada com fios lisos na tração

6 LIGAÇÕES

6.1 NÓS DE PÓRTICOS

Em estruturas de concreto armado de edifícios as ligações entre as vigas e os pilares são muito importantes, pois elas formam os pórticos que resistem às ações laterais devidas ao vento. Para tanto esses nós devem estar detalhados de maneira adequada afim de absorver os esforços solicitantes a que são submetidos.

Essas regiões de nós apresentam descontinuidades, pois há mudança de direção dos esforços internos e conseqüentemente alteração na distribuição de tensões na seção.

Os tipos de colapso que podem ocorrer nestas regiões de descontinuidades são as seguintes:

- a) ruína frágil devido às tensões de tração que surgem na direção radial causadas pela mudança de direção dos esforços internos longitudinais;
- b) ruína frágil por tensões de tração normais às armaduras principais;
- c) ruína por escoamento das armaduras principais (grandes deformações);
- d) ruína por ancoragem inadequada;
- e) ruína por esmagamento do concreto nas bielas ou regiões nodais.

Para evitar a ruína frágil devem ser dispostas armaduras adicionais. Com relação aos itens *c*, *d* e *e* deve ser feito dimensionamento e verificações das

ancoragens adequadas das armaduras e das tensões de compressão nos nós.

As ligações estudadas neste trabalho são:

- a) ligação viga de cobertura - pilar extremo (momento fletor tracionando as fibras internas e externas);
- b) ligação viga intermediária - pilar extremo;
- c) ligação viga de cobertura - pilar intermediário;
- d) ligação viga intermediária - pilar intermediário.

6.1.1 Ligação viga de cobertura - pilar extremo (momento fletor tracionando as fibras internas)

Segundo LEONHARDT & MÖNNIG (1978) a distribuição de tensões dentro da ligação para este tipo de momento fletor tracionando as fibras internas pode ser observada na figura 6.1. Grandes tensões de tração ocorrem no vértice interno e no meio da ligação.

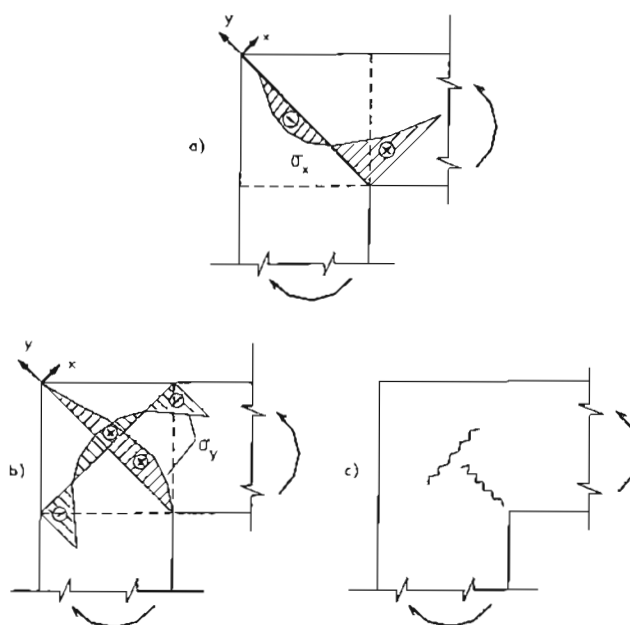


FIGURA 6.1 - Distribuições de tensões em ligação viga de cobertura - pilar extremo para momento fletor tracionando as fibras internas
[Adaptado de SILVA, 1991]

Segundo ensaios de NILSSON & LOSBERG (1976), tem-se como melhor detalhamento o indicado na figura 6.2.a, onde as barras diagonais devem ter área total pelo menos igual a metade da área da armadura longitudinal de flexão da viga, este detalhe deve ser adotado para altura da viga (h_v) aproximadamente igual a largura do pilar (h_p).

Quando a altura da viga for maior que 1,5 vez a largura do pilar, deve-se adotar o detalhe apresentado na figura 6.2.b, onde observar-se o uso de grampos horizontais.

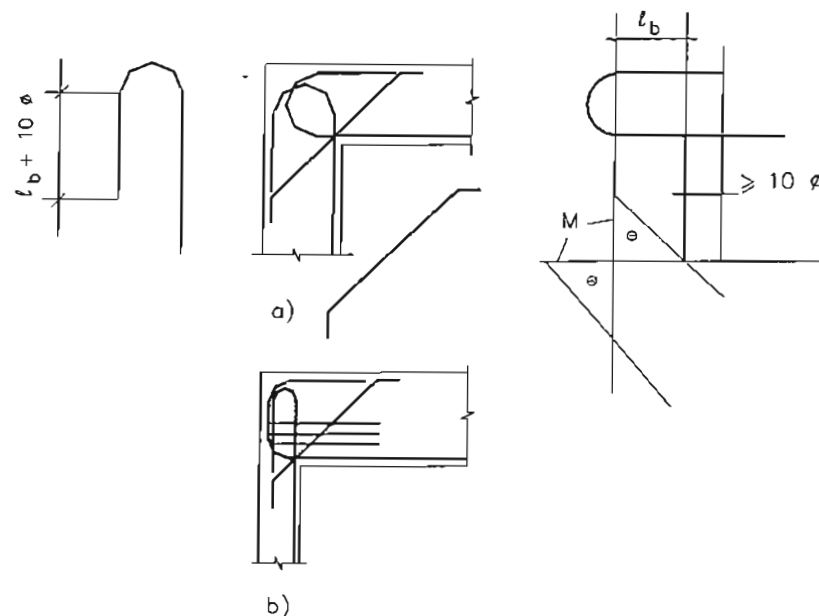


FIGURA 6.2 - Detalhe de armadura de ligação viga de cobertura - pilar extremo
[Adaptado de SILVA, 1991]

6.1.2 Ligação viga de cobertura - pilar extremo (momento fletor tracionando as fibras externas)

A distribuição das tensões pode ser observada na figura 6.3, onde são mostradas as tensões de tração que se desenvolvem ao longo do perímetro externo da ligação e, as tensões de compressão, que por serem muito elevadas, podem provocar o esmagamento do concreto. Neste tipo de ligação é muito importante verificar a tensão que ocorre na região próxima ao vértice interno. Na figura 6.4 pode-se

observar um arranjo de armadura, onde uma barra dobrada deve ser situada no perímetro externo da ligação sendo que o raio de dobramento deve garantir o não aparecimento de fissuras devido a pressão causada pela mudança de direção. Isto ocorre quando o cobrimento da armadura externa ou a distância entre as armaduras é muito pequena. Segundo LEONHARDT & MÖNNIG (1978) o diâmetro necessário para a dobra é dado por:

$$d_{b,nec} \geq 2,48 \phi \sqrt{\frac{\phi}{e} \cdot \frac{f_{yk}}{f_{ck}}} \quad (6.1)$$

onde:

d_b - diâmetro de dobra da barra;

ϕ - bitola da armadura;

e - o espaçamento entre as barras.

Quando, o espaçamento e for maior que $2.e_r$, então adota-se e igual a e_r , caso contrário adota-se e .

Quando, devido ao processo construtivo, houver junta de concretagem entre o pilar e a viga não é conveniente que exista emenda nesta região, portanto apresenta-se um detalhe de ligação onde é adotado emenda por traspasse de laço em gancho. LEONHARDT & MÖNNIG (1978) recomendam a disposição de 4 barras transversais contra o fendilhamento, no interior dos ganchos ou laços.

Se a dimensão da viga for maior que a do pilar ($h_v > 1,5 h_p$) é aconselhado dispor estribos horizontais para resistir as tensões horizontais de tração que surgem no interior da ligação.

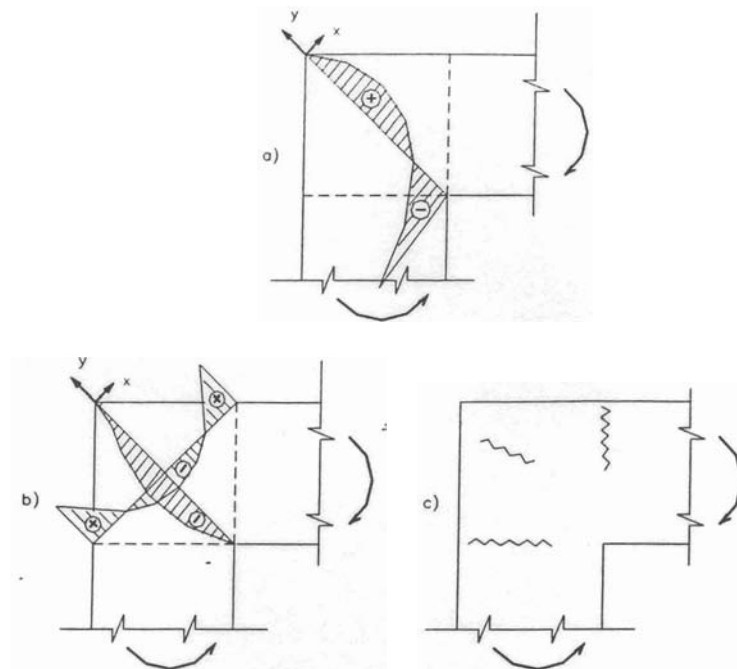


FIGURA 6.3 - Distribuições de tensões em ligação viga de cobertura-pilar extremo para momento fletor tracionando as fibras externas, adaptado de SILVA (1991)

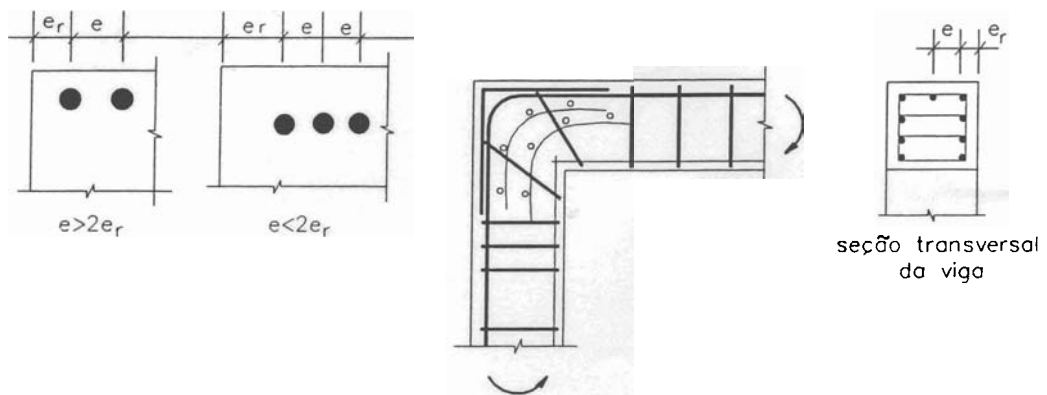


FIGURA 6.4 - Detalhe de armadura de ligação viga de cobertura - pilar extremo para momento fletor tracionando as fibras externas, adaptado de LEONHARDT & MÖNNIG (1978)

Partindo-se do critério de facilidade de execução, o arranjo proposto na figura 6.4 só deve ser utilizado quando realmente houver necessidade, pois a disposição das barras curvas internas é difícil de ser executada em obra, portanto o mais fácil é executar apoio simples, isto fazer um consolo no pilar e apoiar uma viga pré-moldada, somente na laje de cobertura.

LUO, DURRANI, BAI & YUAN (1994), ensaiaram 27 nós de pórticos em escala natural submetidos a momento fletor tracionando as fibras externas. Para todos os modelos ensaiados a seção da viga e do pilar foi de 200 mm x 500 mm e 300 mm x 400 mm, respectivamente e o cobrimento de concreto foi de 25 mm. Foram adotados 4 arranjos diferentes de emendas, os quais podem ser observados na figura 6.5. As principais variáveis analisadas neste ensaio foram: o detalhe de emenda na junta, a curvatura das barras e a resistência a flexão de duas seções, figura 6.6.

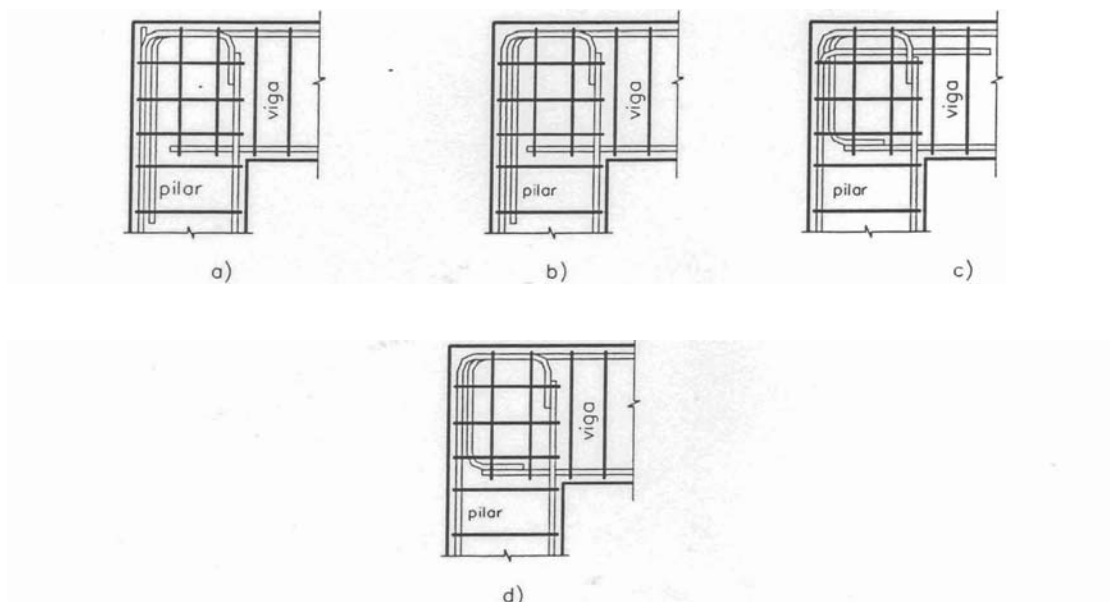


FIGURA 6.5 - Detalhe de armadura de ligação viga de cobertura-pilar extremo dos modelos ensaiados por LUO et al. (1994)

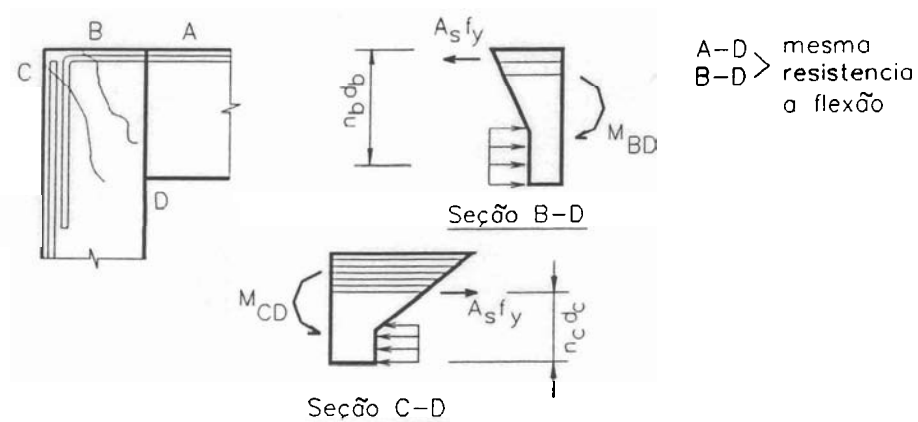


FIGURA 6.6 - Resistência a flexão para duas seções especificadas no nó [LUO, DURRANI, BAI & YUAN (1994)]

Na figura 6.5.a é apresentada a chamada emenda simples em pilar, consisti de barras internas interrompidas na parte superior do pilar, exceto as duas barras externas e todas as barras da parte superior da viga dobrada para dentro do pilar, ficando, portanto, sobrepostas as barras das vigas com os pilares. As barras externas dos pilares foram dobradas 180° e ancoradas no núcleo próximo a interface viga - junta.

As barras que terminam na parte superior do pilar não são eficazes na resistência a flexão ao longo da junta para a seção CD, somente as barras da viga contribuem para absorver o esforço de flexão. A resistência à flexão das seções A-D e B-D são as mesmas, mas a seção B-D tem momento maior.

Na figura 6.5.b , tem-se uma emenda melhorada para as barras do pilar , sendo que a única diferença entre o item *a* é que todas as barras tracionadas do pilar são dobradas para dentro da junta e ancoradas na interface viga-junta.

Para este modelo, o aparecimento de fissuras ocorreu no final livre das barras da viga, enquanto a maior fissura na viga ocorreu na interface junta-viga. Entretanto, as fissuras diagonais e o deslizamento das fissuras na junta ocorreram a priori para a plastificação das barras da viga.

No terceiro arranjo chamado de emenda em viga, as barras do meio do pilar foram dobradas para a parte superior da junta e estendidas dentro da viga. As barras externas do pilar foram ancoradas dentro do núcleo da junta. As barras tracionadas da viga são dobradas de 180° e ancoradas dentro da junta.

No modelo 6.5.c, foi analisado o comprimento de sobreposição das barras, sendo o colapso caracterizado pelo esmagamento do concreto do pilar e não por causa da emenda sobreposta. A presença de estribos horizontais e verticais na junta pareceu ter ajudado no controle das fissuras e melhorado a ductilidade do modelo.

Por último no modelo 6.5.d no qual as barras da viga e do pilar são ancoradas no nó, as armaduras plastificaram relativamente cedo e os ensaios foram terminados quando o esmagamento do concreto começou a ocorrer nos pilares e nas vigas. O modo de colapso último não foi portanto observado como nos outros modelos.

A disponibilidade do comprimento de emenda das barras da viga e do pilar neste tipo de detalhe é limitado pelo tamanho da junta. Este detalhe pode portanto ser

apropriado somente para pequenas dimensões de barras e grandes tamanhos de juntas.

Como conclusão deste ensaio tem-se que:

- a) a taxa de armadura da viga e o raio das barras dobradas influenciam no modo de colapso da junta;
- b) quando houver sobreposição de barras da armadura no nó, sugere-se que o comprimento de traspasse nas barras dobradas seja pelo menos igual ao comprimento de traspasse exigido para as barras retas;
- c) o tamanho das barras externas do pilar ancoradas na junta exerce influência no comportamento desta. Barras com grandes diâmetros (25 mm e 28 mm), causam deslizamento e conseqüentemente despreendimento do cobrimento de concreto na região do nó;
- d) grandes raios de dobra das barras no nó podem resultar em despreendimento do canto externo de concreto., sendo neste caso necessário colocar uma barra suplementar para proteger a integridade do canto de concreto externo à barra dobrada.

6.1.3 Ligação viga intermediária - pilar extremo

Este tipo de ligação é uma combinação das ligações viga de cobertura - pilar extremo com momento fletor tracionando as fibras externas e ou internas. Dependendo dos tipos de combinações de ações existentes, surgem esforços no pilar superior e inferior, e também na viga de maneira que a ligação fica submetida a diferentes tipos de carregamentos, como pode ser observado na figura 6.7.

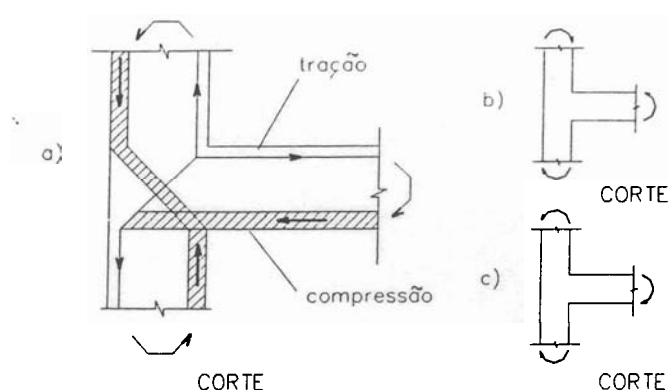


FIGURA 6.7 - Esforços atuantes na ligação viga intermediária - pilar extremo [SILVA, 1991]

Para a figura 6.7.a observa-se que as tensões de tração são muito desfavoráveis na direção da diagonal, onde a armadura comprimida superior do pilar passa a ser tracionada no tramo inferior do pilar.

Como arranjos de armaduras para este caso têm-se apresentados na figura 6.8.a, onde a altura da viga é aproximadamente igual a altura do pilar, e na figura 6.8 b um outro arranjo de armadura para altura da viga maior que a dimensão do pilar.

Segundo LEONHARDT & MÖNNIG (1978) a armadura inclinada deve possuir área igual a metade da área da armadura a ancorar, sendo que o diâmetro das barras deve ser igual a 70% do diâmetro das barras daquela armadura. Os estribos distribuídos no pilar ao longo de um comprimento igual a duas vezes a largura do pilar mais a altura da viga ($2h_p + h_v$) devem ter espaçamento máximo de 10 cm. O diâmetro interno da curvatura das barras deve ser no mínimo igual a 8ϕ e o comprimento do prolongamento da barra da viga dentro do pilar deve ser pelo menos igual a 35ϕ .

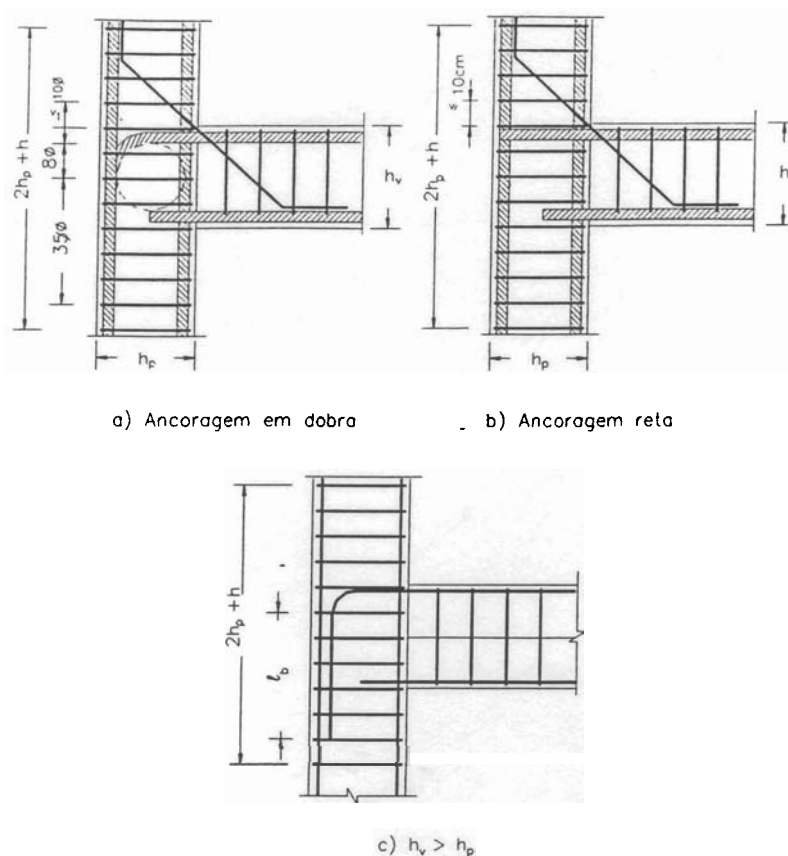


FIGURA 6.8 - Arranjo de armadura para ligação viga-intermediária [LEONHARDT & MÖNNIG, 1978]

Para este tipo de ligação foi realizada uma investigação experimental onde foram ensaiados 7 nós de pórticos em tamanho natural. Foram utilizados diferentes detalhes de armadura e de carregamentos, para poder entender melhor o mecanismo de transferência interna de esforços neste tipo de ligação.

As características dos modelos ensaiados podem ser observadas na tabela 6.1.

Tabela 6.1 - Armaduras dos pórticos ensaiados por ORTIZ (1997)

BCJ	Armadura do pilar	Armadura da viga		Estribos viga e pilar	Estribos no nó
		Barras	Raio de dobra		
BCJ1	2X3 ϕ 16mm	4 ϕ 16mm	65	ϕ 8 mm c.15	-----
BCJ2	2X3 ϕ 16mm	4 ϕ 16mm	65	ϕ 8 mm c.15	1 ϕ 8 mm
BCJ3	(5+3) ϕ 16mm	4 ϕ 16mm	130	ϕ 8 mm c.15	-----
BCJ4	2X5 ϕ 16mm	4 ϕ 16mm	65	ϕ 8 mm c.15	1 ϕ 8 mm
BCJ5	2X5 ϕ 16mm	4 ϕ 16mm	65	ϕ 8 mm c.15	-----
BCJ6	2X5 ϕ 16mm	4 ϕ 16mm	130	ϕ 8 mm c.15	-----
BCJ7	2X5 ϕ 16mm	4 ϕ 16mm	130	ϕ 8 mm c.15	1 ϕ 8 mm

A ilustração do pórtico ensaiado é vista na figura 6.9.

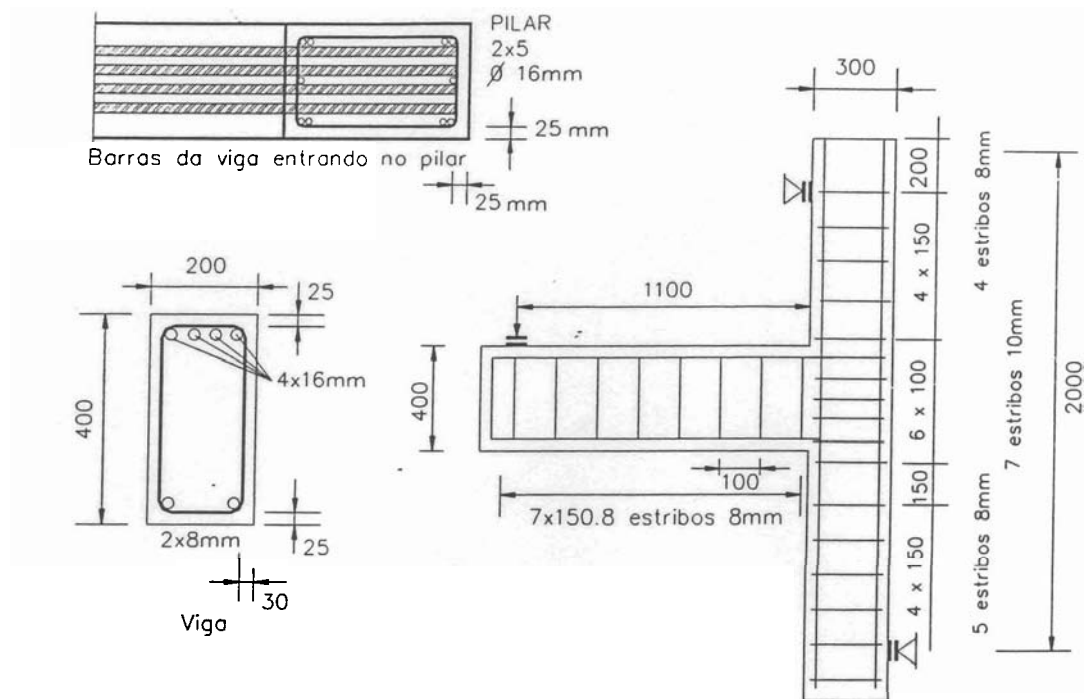


FIGURA 6.9 - Detalhe do pórtico BCJ7
[ORTIZ, 1997]

Os pilares do pórtico foram dimensionados de maneira que não houvesse ruptura fora do nó. Como podemos observar na tabela 6.1, os nós apresentaram variação no detalhe da armadura transversal, isto é, com e sem estribos.

Para poder acompanhar os esforços internos no nó, uma barra da armadura principal das vigas, uma barra de cada face dos pilares e os estribos colocados no nó propriamente dito, foram instrumentados com extensômetros elétricos, figura 6.10.

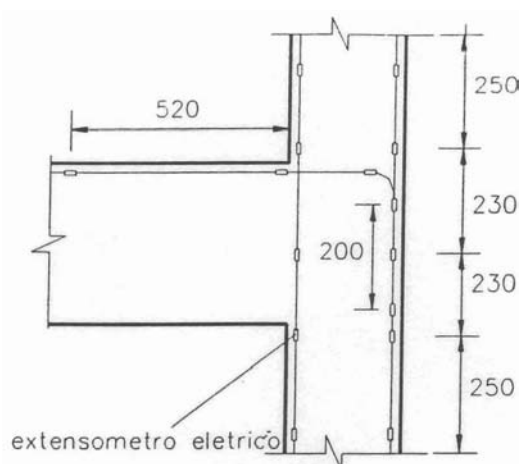


FIGURA 6.10 - Instrumentação do pórtico ensaiado

Os arranjos de armadura juntamente com o panorama de fissuração dos modelos ensaiados podem ser visto na figura 6.11.

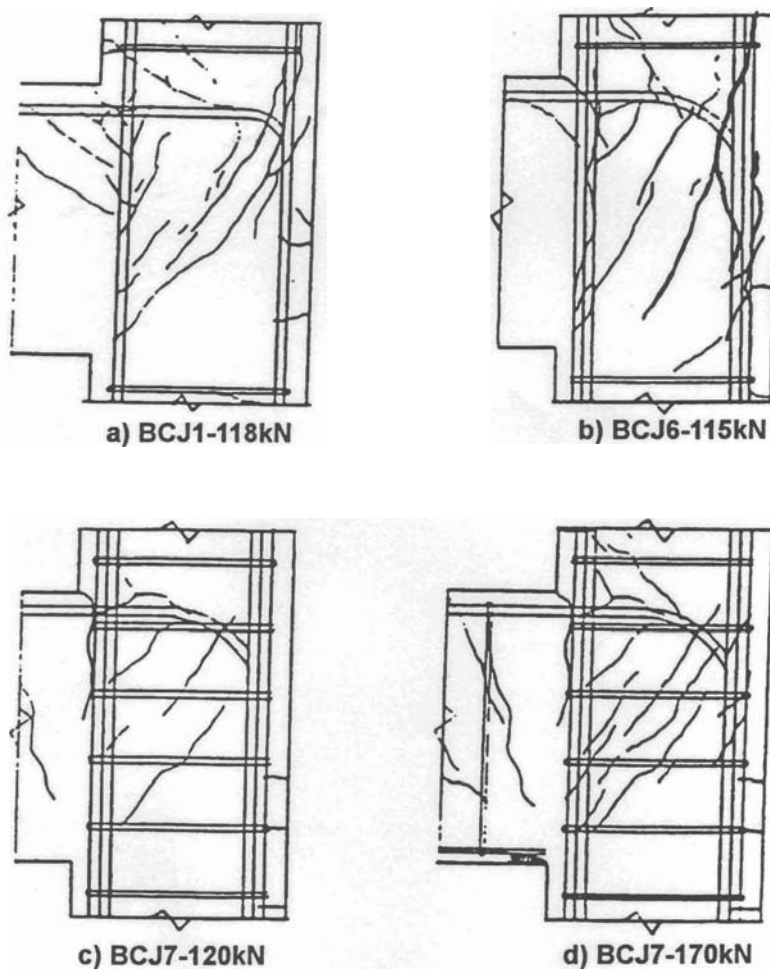


FIGURA 6.11 - Arranjos de armaduras e panorama de fissuração dos pórticos [ORTIZ,1997]

As barras da viga do pórtico BCJ1 dobraram-se para dentro do pilar, possuindo comprimento de ancoragem contado a partir do final do raio de dobra, emendando com as barras do pilar e absorvendo parte do esforço destas barras.

No pórtico BCJ7, isto não ocorre, pois as barras das vigas terminam sua ancoragem ainda dentro do nó, facilitando assim a sua montagem no nó.

Pela análise das figuras 6.11c e 6.11d observa-se que os modelos detalhados com estribos na região do nó apresentaram mais fissuras, com relação aos outros modelos, entretanto até o escoamento dos estribos, essas fissuras são mais finas e mais espalhadas que aquelas apresentadas pelos modelos sem armadura transversal.

De acordo com os resultados dos ensaios pode-se perceber também que os estribos só começam a trabalhar depois do surgimento da primeira fissura diagonal no nó, mostrando como é importante a proteção por estribos da região logo acima do nó e como aqueles estribos da parte inferior praticamente não trabalham. Os estribos posicionados próximos as barras das vigas apresentaram comportamento de emenda juntamente com as mesmas, sendo então solicitados antes da abertura da primeira fissura.

Como conclusão do ensaio tem-se ainda:

- a) a presença dos estribos no nó não altera o valor da ação correspondente ao surgimento da primeira fissura diagonal no nó, entretanto, aumenta de modo significativo a solicitação de ruptura deste nó;
- b) os estribos no nó costuram as fissuras diagonais evitando grandes aberturas, proporcionando um alargamento da biela de compressão, melhorando as condições de trabalho e a durabilidade da região;
- c) os estribos no nó melhoram as condições de aderência das barras, evitando o desprendimento do revestimento de concreto;
- d) além dos estribos já calculados para o nó, é importante que se coloque pelo menos dois estribos logo acima do nó, garantindo o não alargamento da fissura que tende a se alongar para aquela região;
- e) um comprimento maior nas barras da viga que se dobras para dentro do pilar é muito interessante pois melhora as condições do cobrimento das

barras na região do nó, mesmo sendo difícil de ser executado em obra este detalhe vale a pena ser utilizado em nós muito solicitados.

6.1.4 Ligação viga de cobertura - pilar intermediário

Esta ligação pode estar submetida a diferentes conjuntos de esforços solicitantes. Segundo MACGREGOR (1988) o arranjo de armadura mais indicado para este tipo de ligação é mostrado na figura 6.12.

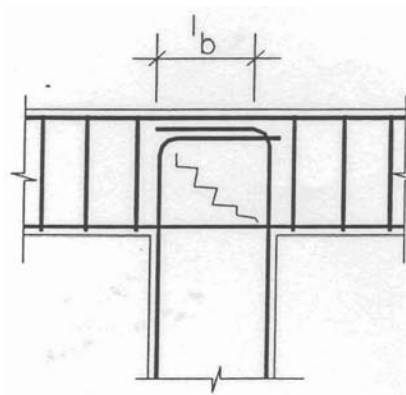


FIGURA 6.12 - Arranjo de armadura para ligação viga de cobertura - pilar intermediário [LEONHARDT & MÖNNIG, 1978]

6.1.5 Ligação viga intermediária - pilar intermediário

Este tipo de ligação também pode estar submetida a diferentes tipos de esforços, os quais podem ser observados na figura 6.13, juntamente com um arranjo de armadura para o caso em que a ligação está submetida às ações verticais. No caso da figura 6.13.b, as fissuras se desenvolvem perpendicularmente à diagonal tracionada nos cantos inferiores e exteriores, daí a necessidade de se colocar barras diagonais cruzando a ligação.

Por último tem-se um outro arranjo de armadura proposto na figura 6.13.c.

Os arranjos apresentados nas figuras 6.13.b e 6.13.c não são arranjos muito usuais, pois a colocação das barras inclinadas no interior da ligação torna mais difícil a execução da armadura, entretanto quando a ligação for solicitada pelos esforços

apresentados recomenda-se a adoção dos arranjos proposto, para que fique garantido o critério segurança

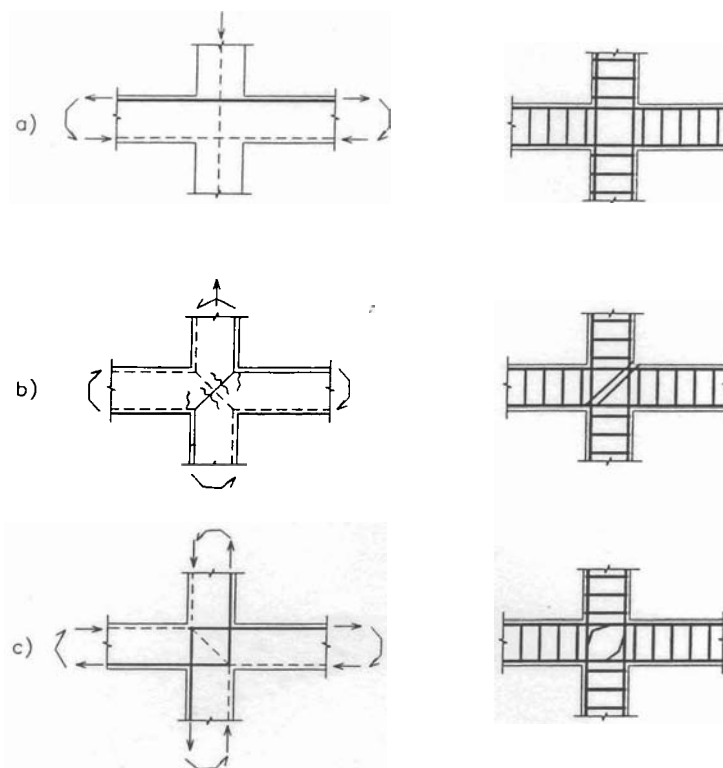


FIGURA 6.13 - Arranjo de armadura para ligação viga intermediária - pilar intermediário

6.2 APOIO INDIRETO DE VIGAS

O apoio indireto é caracterizado pelo apoio de uma viga em outra viga, devendo ser tomados alguns cuidados com relação ao arranjo da armadura, para que seja garantida a transmissão de esforços.

Como já foi dito anteriormente no capítulo 3, as vigas apresentam comportamento semelhante ao de uma treliça devido ao panorama de fissuração que elas apresentam, sendo que este tipo de comportamento faz com que quando uma viga se apoia sobre algum apoio a carga é transferida através da face inferior da viga, havendo então a necessidade de que entre a viga suporte e a viga apoiada haja uma armadura transversal denominada armadura de suspensão, a qual como o próprio nome já indica transfere a força aplicada pela viga apoiada ao banzo inferior da viga suporte, até o seu banzo superior, figura 6.14.

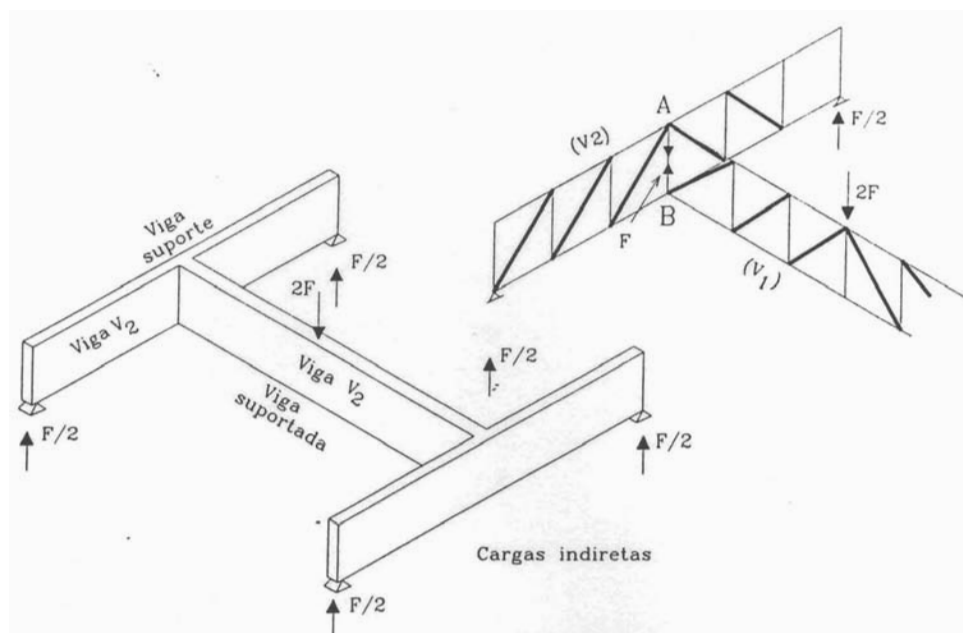


FIGURA 6.14 - Detalhe de apoio indireto
[FUSCO, 1994]

O apoio de uma viga em outra pode ocorrer de várias maneiras, podendo estas serem observadas na figura 6.15.

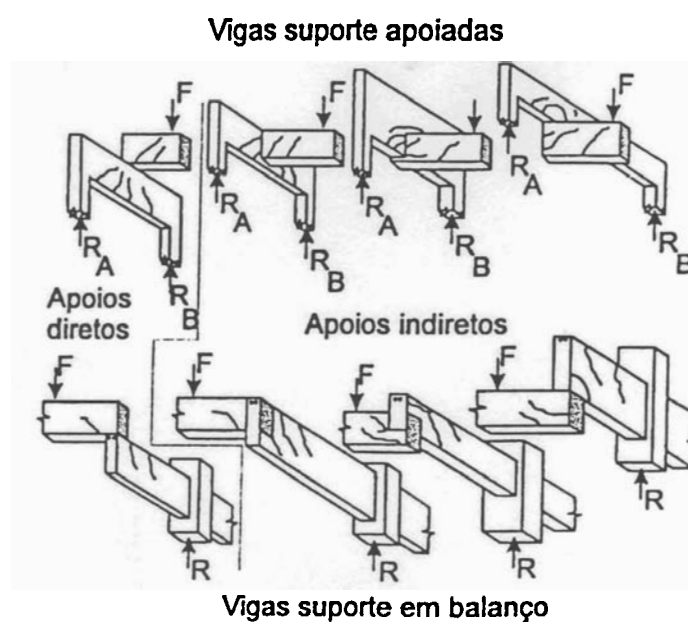


FIGURA 6.15 - Alternativas de apoio de viga em viga
[FUSCO, 1994]

De acordo com a posição das vigas tem-se um panorama de fissuração o qual orienta onde o arranjo da armadura de suspensão pode ser colocado. Geralmente a colocação da armadura de suspensão é na região de cruzamento das vigas, entretanto quando houver congestionamento de armaduras, uma parte da armadura de suspensão pode ser colocada imediatamente ao lado da região de encontro das vigas, desde que seja garantida uma boa concretagem nesta região.

Esta armadura de suspensão deve possuir área suficiente para transmitir o valor total da reação da viga apoiada para a viga suporte.

A consideração da força de suspensão menor do que a reação de apoio da viga apoiada, só é permitida se as faces superiores das duas vigas estiverem no mesmo nível, sendo que a reação a ser suspensa é dada pela expressão a seguir:

$$R_u = R_{\text{apoio}} \frac{h_1}{h_2} \quad \text{para } h_1 \leq h_2 \quad (6.2)$$

onde:

h_1 - altura da viga suportada;

h_2 - altura da viga suporte.

O detalhe do encontro das vigas assim como o arranjo de armadura podem ser vistos na figura 6.16 e 6.17.

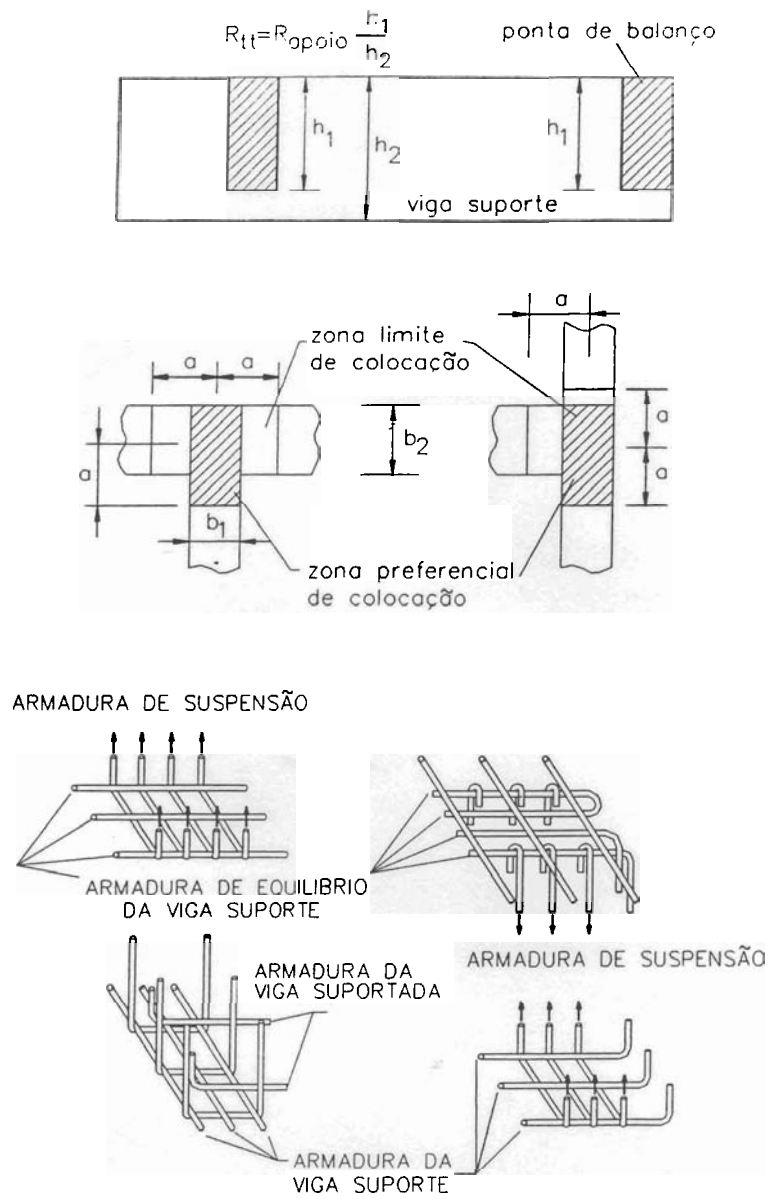


FIGURA 6.16 - Armadura de suspensão
[FUSCO,1994]

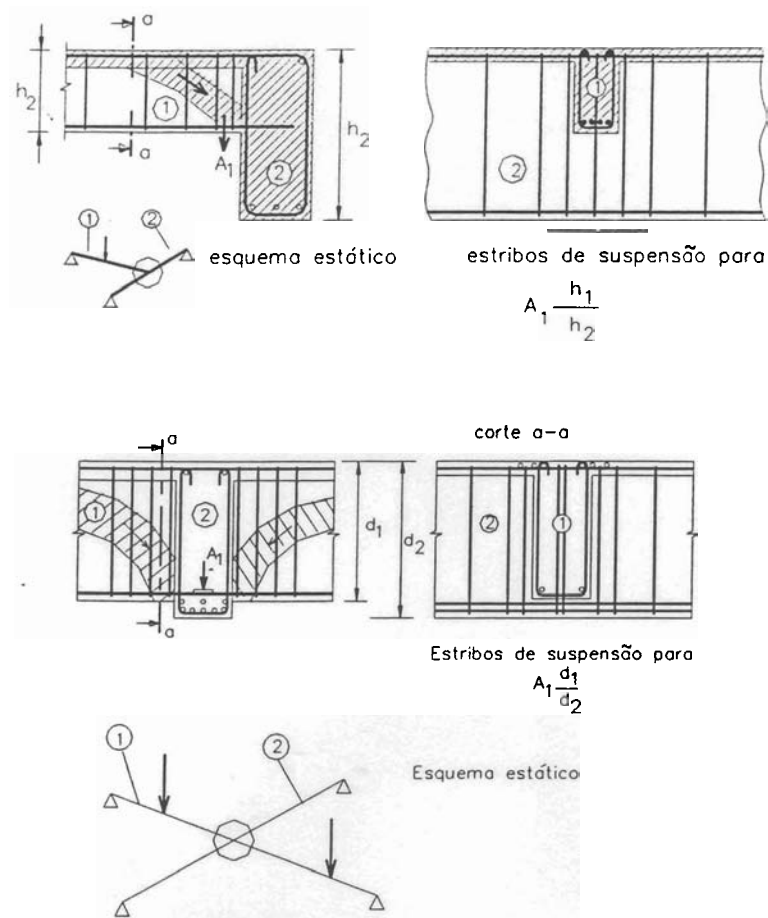


FIGURA 6.17 - Distribuição da armadura de suspensão [LEONHARDT & MÖNNIG, 1978]

Quando ocorrer vigas com altura igual a da laje, as barras inferiores na direção transversal, devem ser colocadas sobre a armadura principal da viga, sendo também dimensionadas para suspender a carga da laje, figura 6.18.

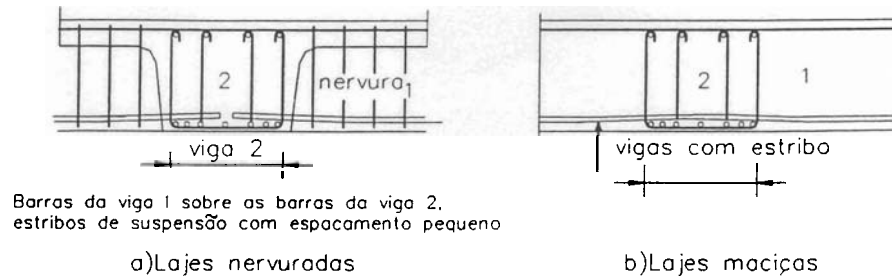


FIGURA 6.18 - Arranjo de armadura para vigas embutidas na laje [LEONHARDT & MÖNNIG, 1978]

No caso de vigas invertidas as lajes ficam penduradas nestas vigas, portanto deve-se adotar um arranjo de armadura adequado garantindo então a transmissão deste esforço, figura 6.19.



FIGURA 6.19 - Laje em balanço pendurada em uma viga invertida
[LEONHARDT & MÖNNIG, 1978]

6.3 CONGESTIONAMENTO DE ARMADURAS

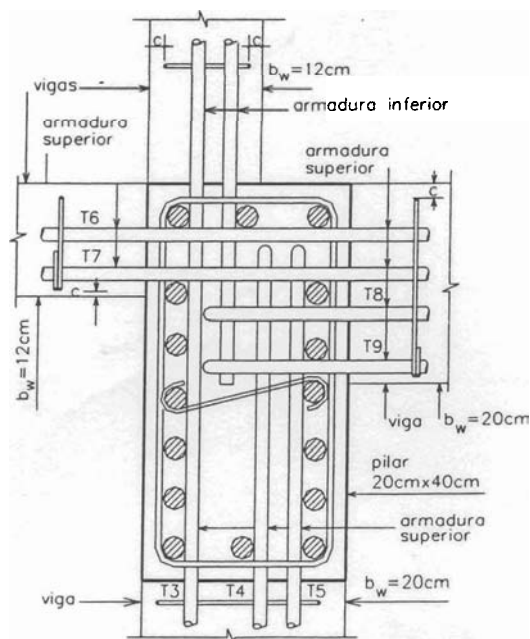
Um dos maiores problemas na armação das peças de concreto armado é com relação ao congestionamento de armadura que ocorre nos encontros de vigas e pilares.

A prioridade para a disposição das armaduras é dada para os pilares, assim as posições das vigas estão diretamente ligadas com as posições das armaduras dos pilares, sobre os quais elas se apoiam.

Nestas regiões de cruzamento o importante é garantir que se tenham boas condições de concretagem, isto é, que haja espaço para a passagem do vibrador, devendo por isso, concretar primeiro os pilares e em seguida armar as vigas e as lajes para finalmente concretá-las. As armaduras também, devem manter-se com inclinações adequadas, isto é, nas barras dos pilares só é possível dar uma pequena inclinação, para desviá-las das armaduras das vigas, no caso de ocorrer pilares com barras de pequeno diâmetro e baixas porcentagens de armadura. Caso o diâmetro das barras do pilar seja grande e haja uma alta taxa de armadura a dimensão do pilar deve ser aumentada, sendo maior do que a dimensão da viga.

Na figura 6.20 pode ser observado um encontro de vigas e pilar onde o congestionamento das armaduras é tolerável, enquanto que na figura 6.21 observa-se um congestionamento o qual não pode ser aceito, pois como observa-se, não há espaço para a passagem do vibrador, além do que as barras dos pilares tiveram que ser muito inclinadas para que pudesse passar por dentro da armadura da viga.

Sempre que possível devem ser adotadas dimensões dos elementos estruturais compatíveis com as quantidades das barras para evitar este tipo de problema.



Observação:

- a) Barras longitudinais $\phi = 16\text{ mm}$;
- b) Estribos $\phi = 6,3\text{ mm}$;
- c) Cobrimentos $c = 1,5\text{ cm}$.

FIGURA 6.20 - Planta mostrando um congestionamento entre armaduras de vigas e pilares tolerável [FUSCO, 1994]

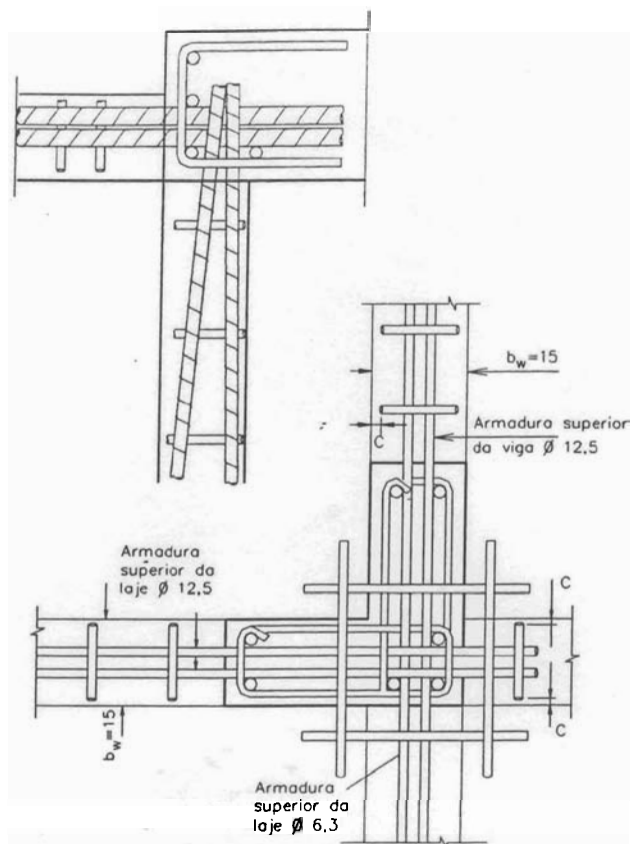


FIGURA 6.21 - Congestionamento inaceitável entre armaduras de vigas e pilares [FUSCO, 1994]

7 EXEMPLO

7.1 APRESENTAÇÃO

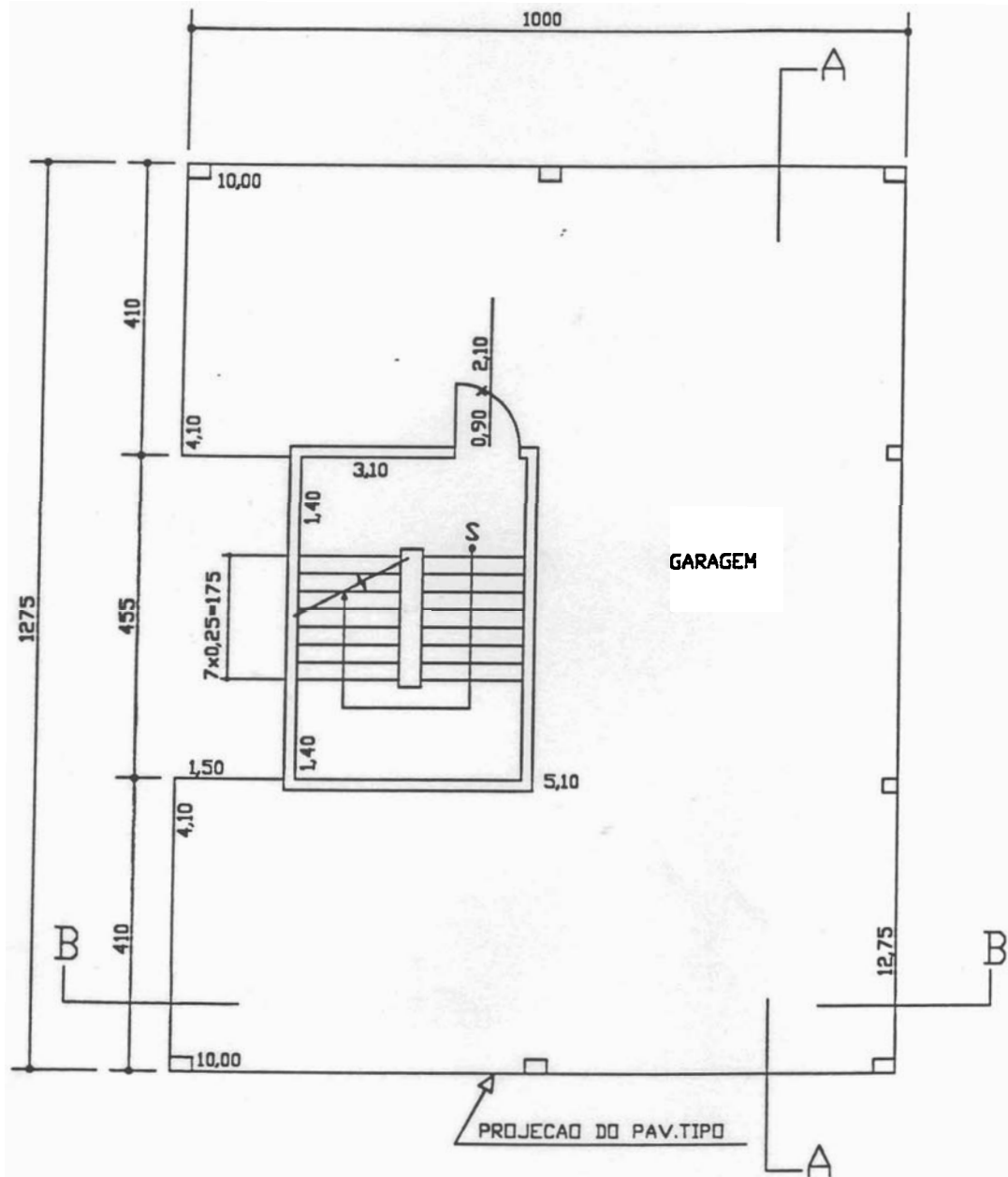
Este capítulo consiste na apresentação de um projeto estrutural completo de um edifício de pequena altura.

São apresentados os desenhos das formas estruturais dos pavimentos, determinação das ações atuantes, cálculo dos esforços solicitantes, dimensionamento das armaduras e detalhamento. Optou-se por apresentar o projeto realizado de modo tradicional, isto é, sem auxílio de programa computacional o qual foi inicialmente desenvolvido por PINHEIRO & GIONGO (1996), e o projeto realizado com assistência do programa específico, desenvolvido pela empresa TQS Informática Ltda, mediante convênio celebrado entre a empresa e a Escola de Engenharia de São Carlos - USP.

O edifício em estudo é composto por pavimento térreo, três pavimentos tipo e cobertura. A resistência característica do concreto adotada foi de 20 MPa, sendo que para as armaduras foi adotado aço CA-50.

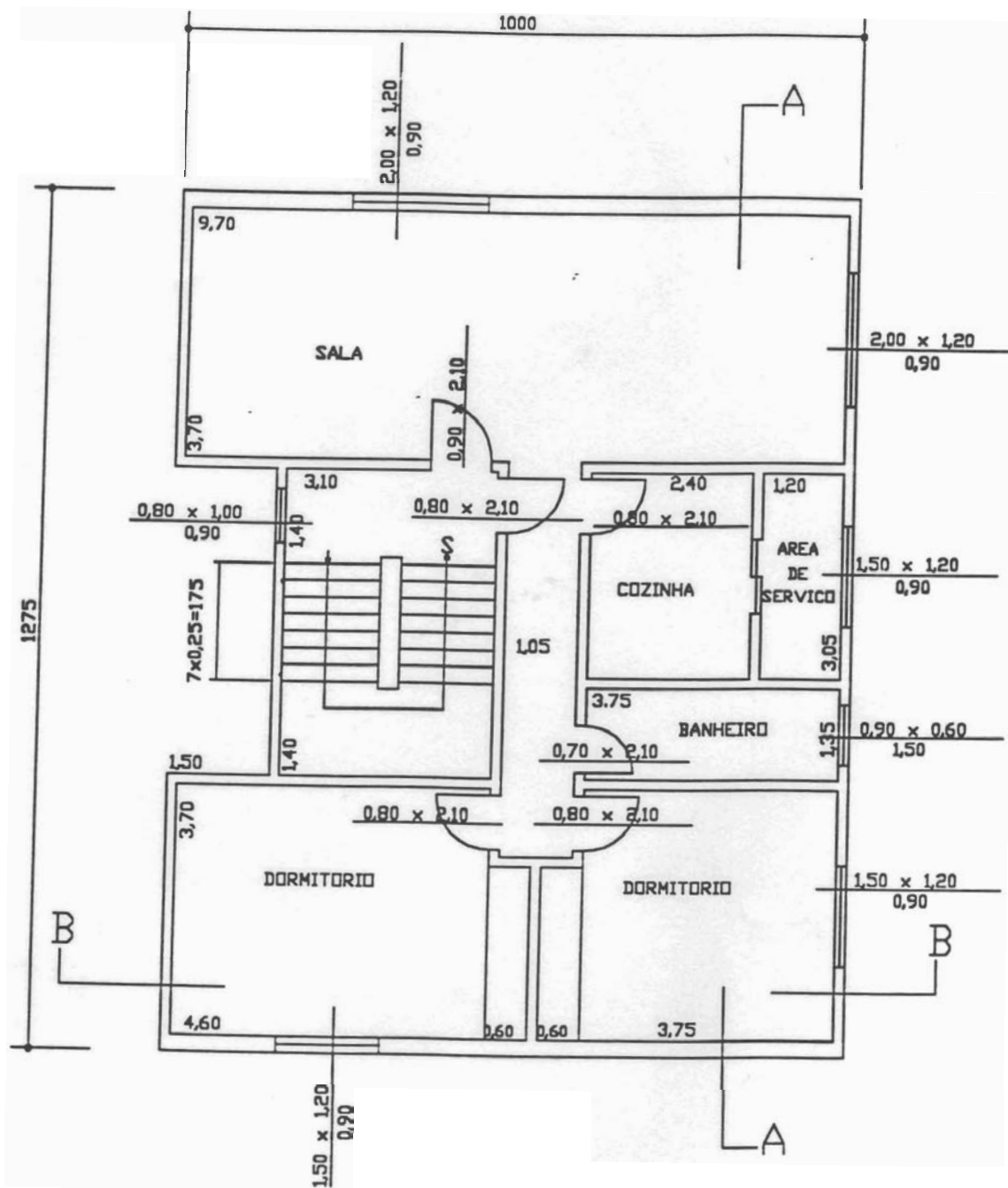
Nas figuras 7.1 a 7.7, podem-se observar o projeto arquitetônico completo do edifício e a análise, sendo que os desenhos usando programa específico foram feitos pelo engenheiro Igor que gentilmente os cedeu para este trabalho.

Este projeto foi elaborado com a finalidade didática, onde se procura familiarizar o leitor com as indicações de normas e de pesquisadores da área com relação ao dimensionamento, detalhamento e segurança estrutural.



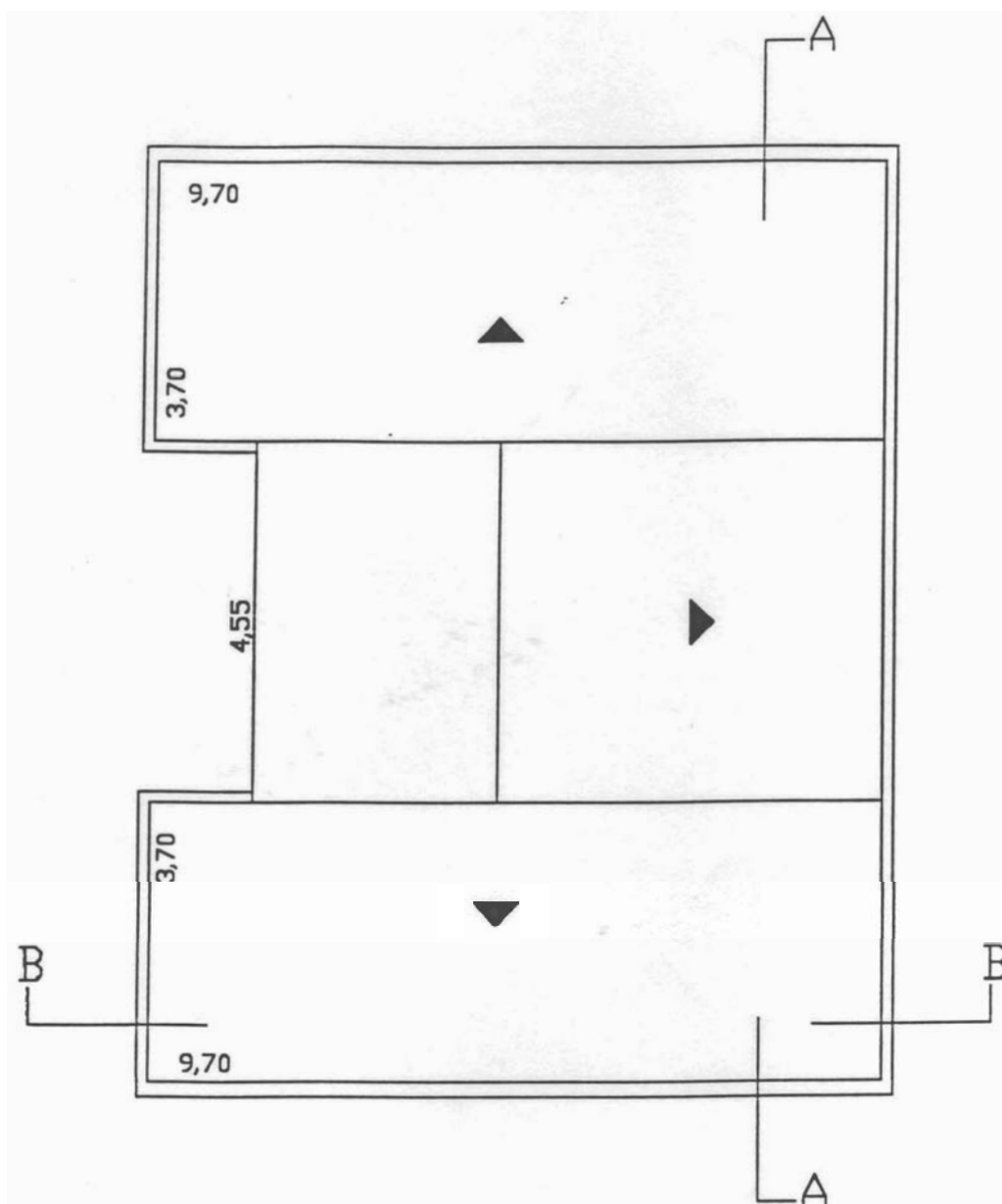
esc. - 1:100

FIGURA 7.1 - Planta do pavimento térreo



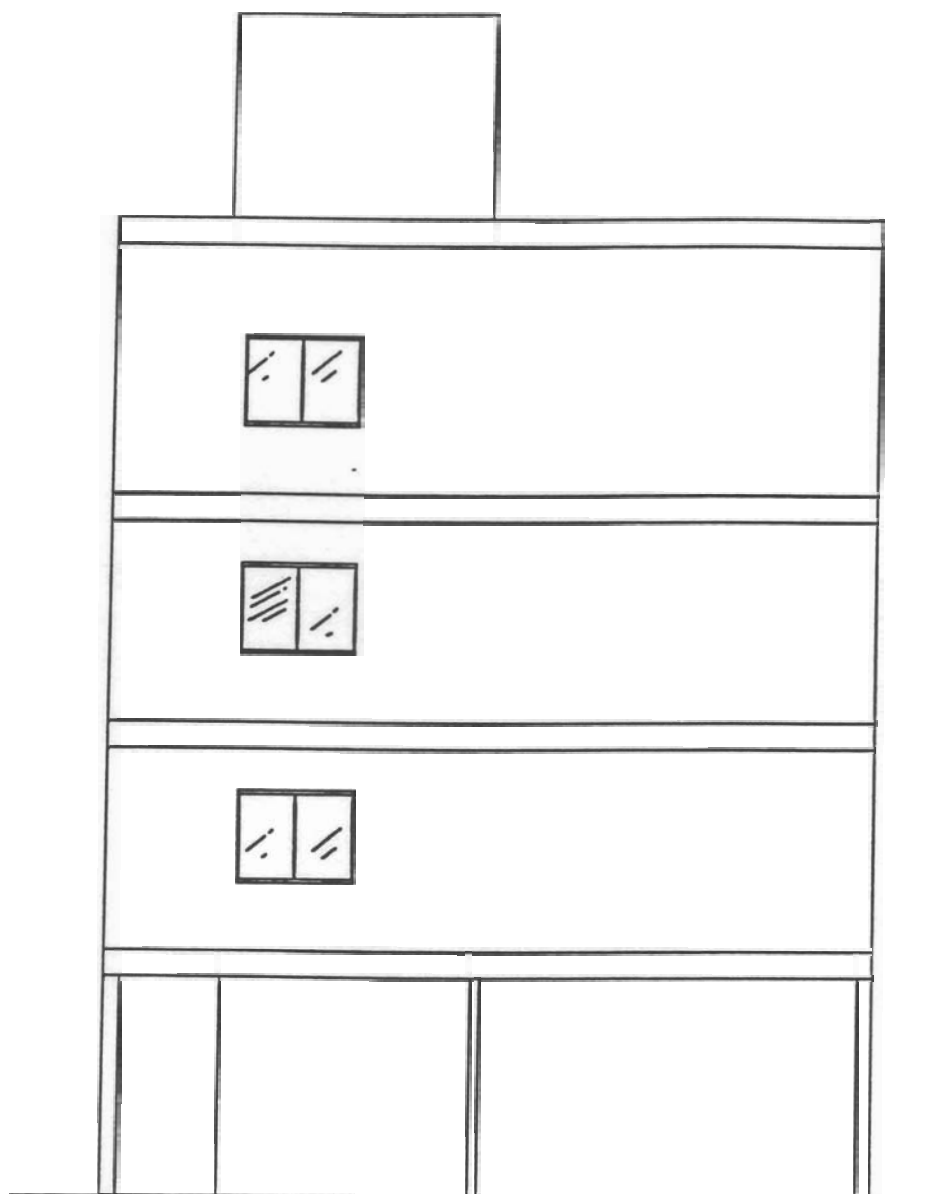
esc. 1:100

FIGURA 7.2 - Planta do pavimento-tipo



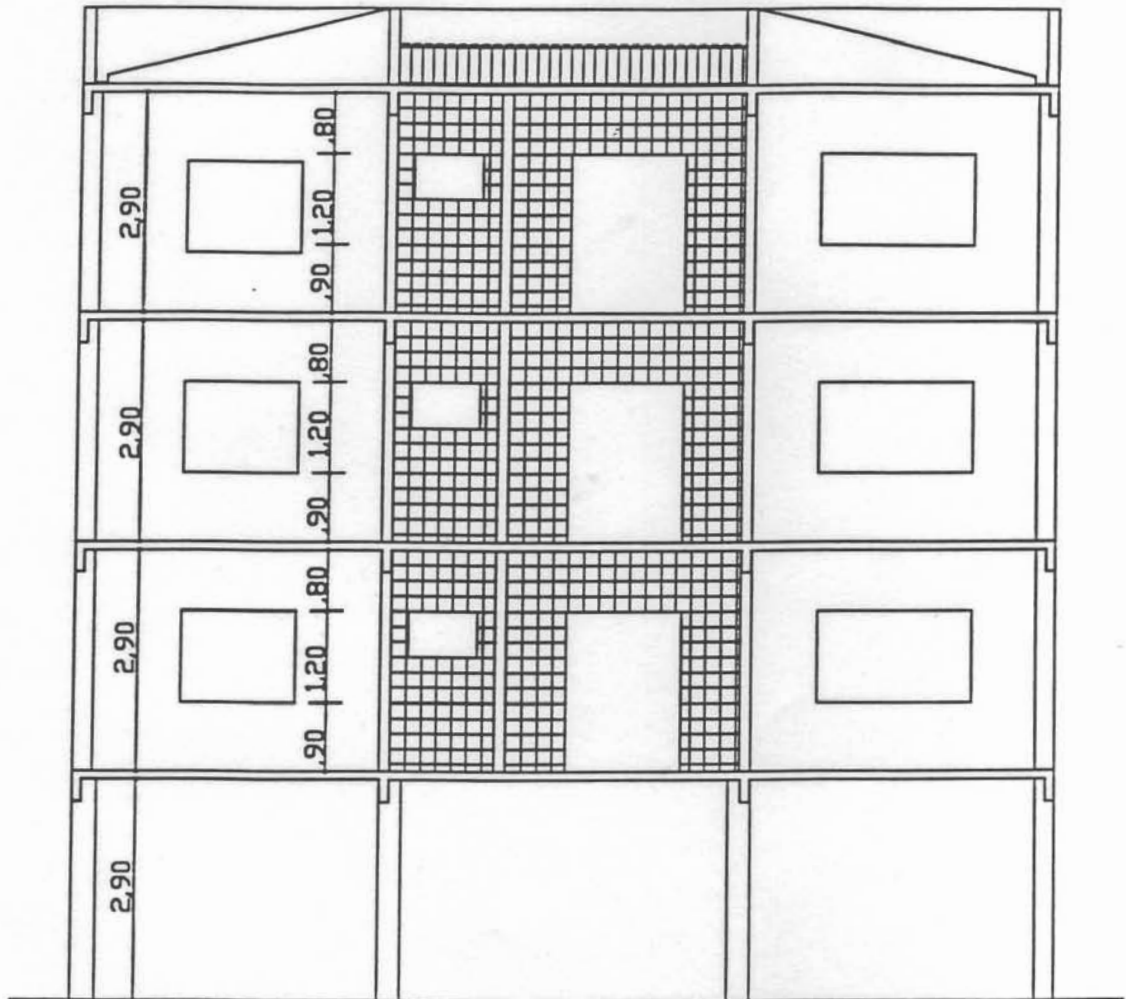
esc. 1:100

FIGURA 7.3 - Planta da cobertura



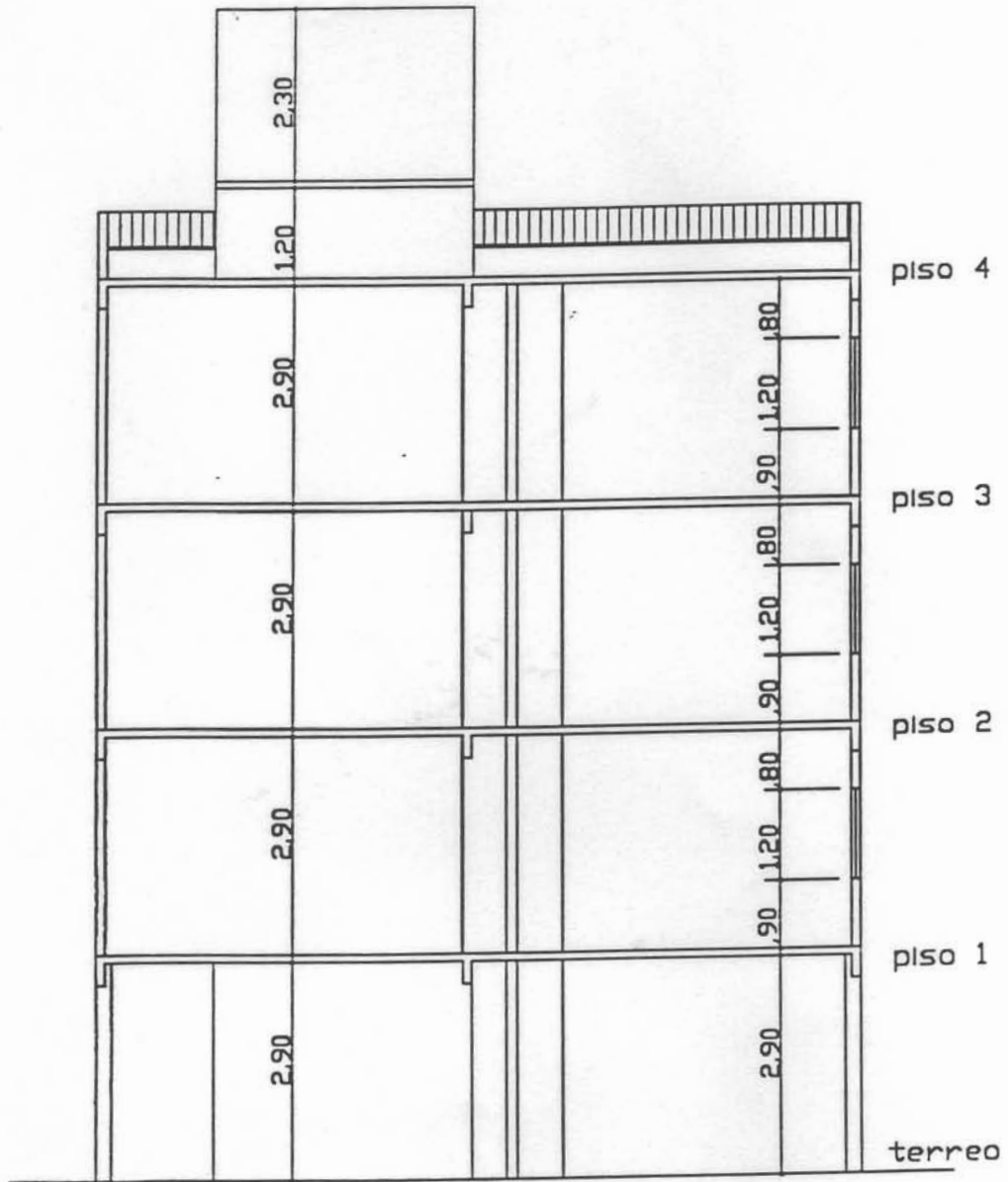
esc. 1:100

FIGURA 7.4 - Fachada



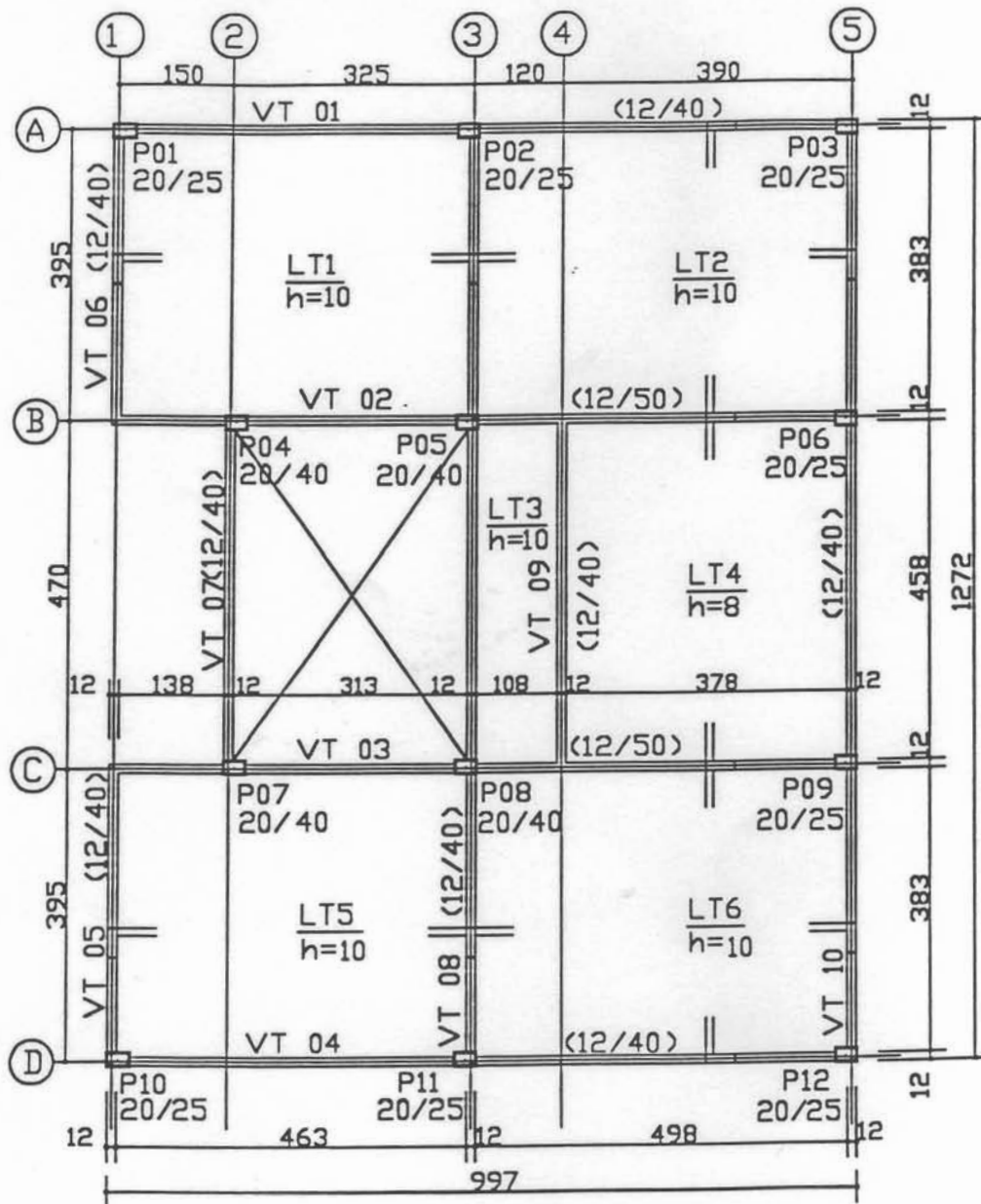
esc. 1:100

FIGURA 7.5 - Corte A - A



esc. 1:100

FIGURA 7.6 - Corte B - B



Esc. 1:100

FIGURA 7.7 - Forma do pavimento-tipo

7.2 PROJETO SEM AUXÍLIO COMPUTACIONAL

Para que se possa iniciar o dimensionamento de uma estrutura, primeiramente deve-se definir as características dos materiais estruturais (aço e concreto) e de fechamento a serem utilizados, o sistema construtivo a ser adotado e o processo de cálculo.

O edifício é composto de estrutura de concreto armado moldado no local, no sistema de lajes maciças, vigas e pilares, com paredes de alvenaria de tijolos furados para fechamento e separação de ambientes arquitetônicos, sendo assim, pode-se então definir a forma dos pavimentos as quais devem seguir as disposições arquitetônicas, procurando evitar mudança no projeto arquitetônico.

Sabendo-se que os três pavimentos do edifício têm plantas iguais, a forma do pavimento tipo pode ser observada na figura 7.7. A forma da estrutura da cobertura do edifício geralmente é diferente pois não há paredes divisórias e o valor das ações, são menores.

Definida a forma dos pavimentos, deve-se então determinar as ações que neles ocorrem, para poder dimensionar os elementos estruturais.

7.2.1 Dimensionamento e detalhamento das lajes do pavimento tipo

Na tabela 7.1 pode-se observar o pré - dimensionamento, a determinação das ações, as reações de apoio e o cálculo dos momentos fletores para cada laje do pavimento tipo.

Nas lajes LT4 e LT6, conforme observado nos desenhos da forma estrutural e da planta arquitetônica do pavimento tipo, existem ações de paredes as quais estão aplicadas nas lajes, podendo ser consideradas uniformemente distribuídas na área da laje, por se tratarem de lajes armadas em duas direções.

O valor da ação é calculado considerando-se a área da parede multiplicada pelo peso da parede por metro quadrado e dividindo-se a resultante pela ação da laje calculada com os vãos teóricos, l_x e l_y .

- Alvenaria na laje LT4

$$g_{p,alv} = \frac{[(l \times h_p) \times \gamma]}{A} \quad (7.1)$$

onde:

l - comprimento da parede;

h_p - altura da parede;

γ - peso específico do material;

A - área da laje.

$$g_{p,alv} = \frac{[(3,75 + 3,05) \times 2,90] \times 2,2}{3,90 \times 4,70} = 2,37 \text{ kN/m}^2$$

O valor 2,2 kN/m² corresponde ao peso específico da alvenaria de meio tijolo com 15 cm de espessura. Estes e outros valores de peso específico de alvenaria podem ser encontrados em GIONGO (1996).

- Sobrecarga na laje LT4

Na laje LT04 existem dois ambientes distintos com relação à ação de utilização. O valor $2,0 \text{ kN/m}^2$ corresponde a ação acidental para área de serviço e lavanderia, enquanto o valor de $1,5 \text{ kN/m}^2$ é correspondente a ação em sala, dormitório, copa e cozinha.

Sendo assim é conveniente determinar-se a média ponderada que retrata o valor da ação na área da laje LT04. Procede-se deste modo pois, para a determinação dos esforços solicitantes, são utilizadas tabelas auxiliares que prevêm um único valor da ação uniformemente distribuída.

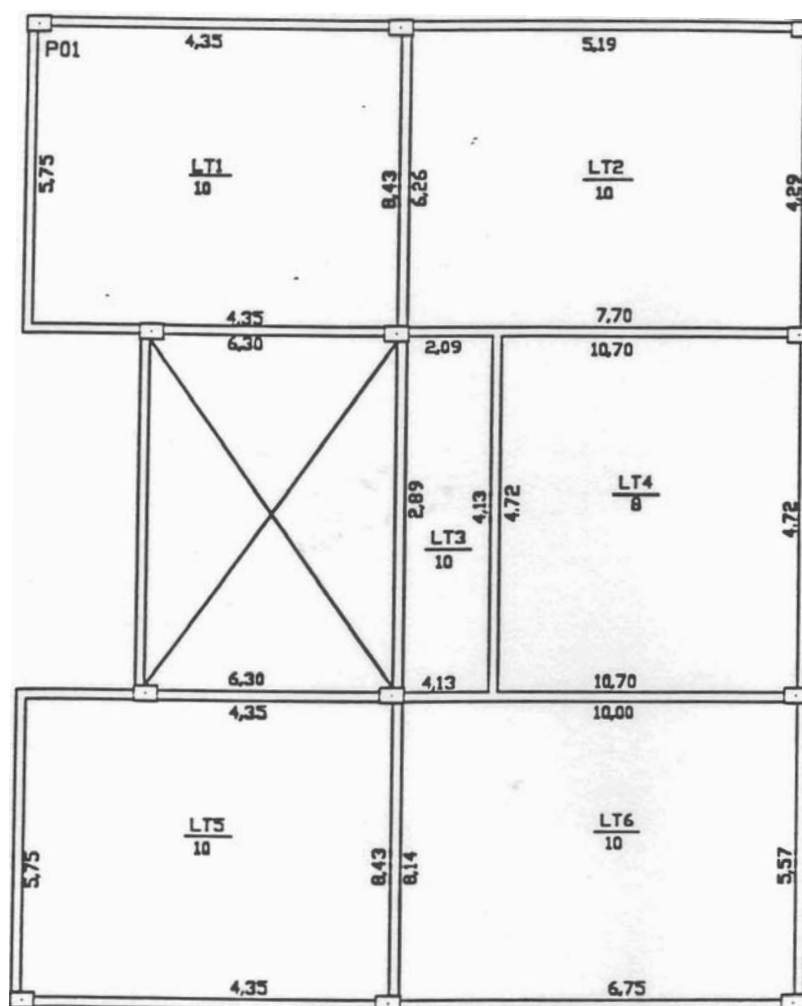
$$q_{LT4} = \frac{(2,40 \times 3,05) \times 2,0 + (1,20 \times 3,05) \times 2,0 + (1,35 \times 3,75) \times 1,5}{3,90 \times 4,70} = 1,61 \text{ kN/m}^2$$

O procedimento para determinação do peso da alvenaria é o mesmo para a laje LT6, desde que sejam adotados os respectivos valores de altura de parede, área de distribuição da ação, etc..

As reações de apoio das lajes estão indicadas na figura 7.8, e são numericamente iguais a uma das ações uniformemente distribuídas atuantes nas vigas, as outras são o peso próprio e a ação da parede se houver (critério plástico da norma).

Seguem-se as indicações do anexo da NBR 7197 (1989) para verificação das ações das forças cortantes nas lajes, lembrando-se que as forças cortantes são consideradas por unidade de comprimento.

Como todas as lajes têm espessura igual a 10 cm, exceto a LT04, a qual possui espessura igual a 8 cm, pode-se fazer um única verificação desde que a força cortante seja a de maior intensidade, conforme indicado na figura 7.8.



Esc. 1:100

FIGURA 7.8 - Reações de apoio das lajes nas vigas

Tabela 7.1- Esforços nas lajes maciças

Laje		LT1=LTS	LT2	LT3	LT4	LT6
caract.	TIPO	2A	3	5 ^A	4A	3
	l_x (m)	3,95	3,95	1,20	3,90	3,95
	l_y (m)	4,75	5,10	4,70	4,70	5,10
	λ	1,20	1,29	3,92	1,21	1,29
pré-dimens.	Ψ_2	1,58	1,68	1,40	1,76	1,68
	Ψ_3	25	25	25	25	25
	d_0 (cm)	10,0	9,4	3,4	8,9	9,4
	d (cm)	9	9	9	7	9
	h (cm)	10	10	10	8	10
cargas kN/m ²	E_p	2,5	2,5	2,5	2,0	2,5
	piso+ver.	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
	outras	--	--	--	2,4	1,5
	sobrec.	1,5	1,5	2,0	1,6	1,5
carga total	$g+q$ (kN/m ²)	5,0	5,0	5,5	7,0	6,5
reações de apoio (kN e m)	v_x	2,20	2,63	4,38	1,73	2,63
	v'_x	--	3,90	6,25	--	3,90
	v_y	2,91	2,17	--	--	2,17
	v'_y	4,27	3,17	3,17	3,92	3,17
	v_x	4,35	5,19	2,89	4,72	6,75
	v'_x	--	7,70	4,13	--	10,0
	v_y	5,75	4,29	--	--	5,57
	v'_y	8,43	6,26	2,09	10,70	8,14
momentos (kN e m)	μ_x	4,35	4,06	7,03	3,22	4,06
	μ'_x	--	9,37	12,50	--	9,37
	μ_y	3,86	2,50	1,80	3,56	2,50
	μ'_y	9,88	7,81	8,12	8,65	7,81
	m_x	3,39	3,17	0,56	3,43	4,12
	m'_x	--	7,31	0,99	--	9,50
	m_y	3,01	1,95	0,14	3,79	2,54
	m'_y	7,71	6,09	0,64	9,21	7,92

a) Verificação da necessidade da armadura transversal

- LTI

$$h = 10 \text{ cm}$$

$$v_k = 8,43 \text{ kN/m (adotado o maior valor de reação da laje)}$$

$$\tau_{wd} = \frac{v_d}{b_w \times d} = \frac{1,4 \times 8,43}{100 \times 9} = 0,013 \text{ kN/cm}^2 = 0,13 \text{ MPa}$$

Para $h \leq 15 \text{ cm}$, tem-se que:

$$\tau_{wu} = \beta \cdot 0,30 \cdot f_{cd} \leq 4,5 \text{ MPa, onde: } \beta = 0,5$$

$$\tau_{wu} = 0,5 \times 0,30 \times \frac{20}{1,4} = 2,14 \text{ MPa} < 4,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_{wd} = 0,13 \text{ MPa} < 2,14 \text{ MPa}$$

Cálculo de τ_{wul}

$$\tau_{wul} = \Psi_4 \times \sqrt{f_{ck}}$$

$$d = 9 \text{ cm} < \frac{L}{20} = \frac{395}{20} = 19,8 \text{ cm}$$

$$L = \ell_x, \text{ para lajes apoiadas}$$

$$L = 2 \ell_x, \text{ para lajes em balanço}$$

$$\Psi_4 = 0,14 \times \alpha \times k$$

$$k = 1,6 - d = 1,6 - 0,09 = 1,51 \geq 1,0$$

$$\alpha = 1 + 50 \times \rho_1 \leq 1,5$$

$$\rho_1 = \frac{1,58}{100 \times 10} = 0,00158$$

$$\alpha = 1 + 50 \times 0,00158 = 1,08 \leq 1,5$$

$$\alpha K = 1,08 \times 1,51 = 1,63 \leq 1,75$$

$$\tau_{wul} = 0,14 \times 1,63 \times \sqrt{20} = 1,02 \text{ MPa} \leq 1,0 \text{ MPa}$$

$$\tau_{wd} = 0,13 \text{ MPa} < 1,0 \text{ MPa}$$

Portanto não há necessidade de armadura transversal na laje LT1, pois τ_{wd} é menor do que τ_{wul} .

b) Determinação da área de armadura posicionada junto a face superior e inferior da laje

TABELA 7.2 - Determinação da armadura das lajes maciças

vínculo	LT1/LT2	LT2/LT4	LT3/LT4	LT4/LT6	LT5/LT6	---	
Arm. Neg.	m_d	966	1156	139	1310	1095	---
	d	9	7	7	7	9	---
	K_c	8,4	4,3	35,3	3,7	7,4	---
	k_s	0,024	0,026	0,023	0,026	0,025	---
	a_s	2,58	4,29	0,46	4,87	3,04	---
	ϕ c/s	ϕ 6,3 c/12	ϕ 8 c/11	ϕ 6,3 c/20	ϕ 8 c/10	ϕ 6,3 c/10	---
	a_{se}	2,62	4,55	1,58	5,00	3,15	---
laje	LT1	LT2	LT3	LT4	LT5	LT6	
arm. pos. dir. (x)	m_d	475	444	79	480	475	579
	d	9	9	9	7	9	9
	K_c	17,0	18,2	102,5	10,2	17,1	14,0
	k_s	0,024	0,024	0,023	0,024	0,024	0,024
	a_s	1,27	1,18	0,20	1,65	1,27	1,54
	a_{smin}	1,50	1,50	1,50	1,20	1,50	1,50
	ϕ c/s	ϕ 6,3 c/20	ϕ 6,3 c/20	ϕ 6,3 c/20	ϕ 6,3 c/15	ϕ 6,3 c/20	ϕ 6,3 c/20
a_{se}	1,58	1,58	1,58	2,10	1,58	1,58	
arm. pos. dir. (y)	m_d	479	273	20	598	422	363
	d	9	9	9	7	9	9
	K_c	16,9	29,7	405,0	8,2	19,2	22,3
	k_s	0,024	0,023	0,023	0,024	0,024	0,024
	a_s	1,28	0,70	0,05	2,05	1,13	0,97
	a_{smin}	1,50	1,50	1,50	1,20	1,50	1,50
	ϕ c/s	ϕ 6,3 c/20	ϕ 6,3 c/20	ϕ 6,3 c/20	ϕ 6,3 c/15	ϕ 6,3 c/20	ϕ 6,3 c/20
a_{se}	1,58	1,58	1,58	2,10	1,58	1,58	

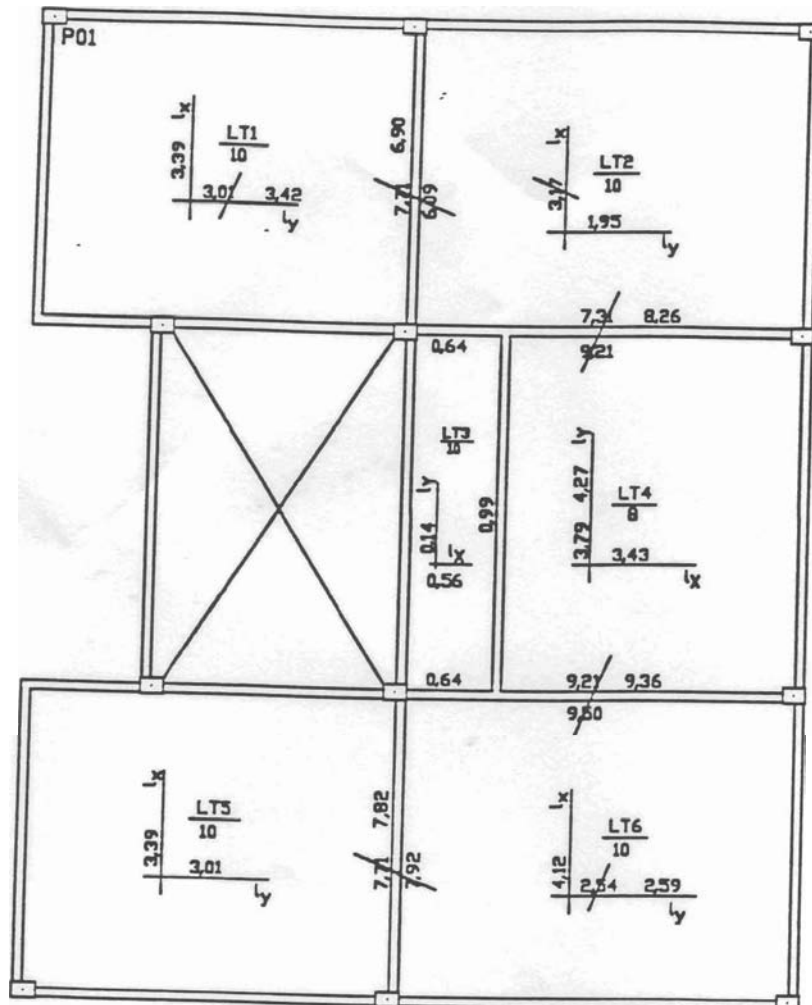
Observações:

- a) m_d (kN.cm/m);
 b) d (cm)
 c) $a_{smin} = a_{se}$ (cm²/m)

Foram considerados para determinação das áreas das armaduras, $b_w = 100$ cm, $a_{smin} = 0,15.h$ e $m_d = kN.cm/m$, onde os momentos m_d são os momentos fletores compatibilizados, os quais podem ser vistos na figura 7.9.

As armaduras foram calculadas com as expressões determinadas através da análise do equilíbrio de seção transversal retangular sob a ação de momento fletor de cálculo por unidade de largura de 1 m.

Os valores de k_s e k_c e da área da armadura efetiva, representado por um diâmetro comercial e respectivo espaçamento, foram adotados do trabalho “Concreto Armado: Tabelas e Ábacos” de PINHEIRO (1993).



Esc. 1:100

FIGURA 7.9 - Compatibilização dos momentos fletores

c) Determinação dos comprimentos das armaduras negativas

Neste exemplo o cálculo do comprimento das armaduras negativas ainda está baseado nas prescrições da NBR 6118 (1978).

- $LT1/LT2 = LT5/LT6$

O vão teórico adotado, para o cálculo do comprimento das barras, é o maior valor entre os dois menores. Portanto, de acordo com o item 2.3.1 tem-se que:

$$l_{x,LT2} = 383 + 5 + 6 = 394 \text{ cm, adotando-se como comprimento } 395 \text{ cm}$$

Observando-se a figura 2.18, vê-se que os comprimentos das barras são dados por:

$$\text{comprimento do segmento maior : } 0,25 \times 395 + 10\phi = 105 \text{ cm}$$

$$\text{comprimento do segmento menor : } 0,125 \times 395 + 10\phi = 56 \text{ cm}$$

Armadura de distribuição

$$a_{sdist} \geq \frac{a_{sprinc}}{5}; 0,9 \frac{cm^2}{m} \text{ ou } 3 \text{ barras}$$

$$a_{sdis} = \frac{1}{5} \times 3,15 = 0,63 \frac{cm^2}{m} < 0,9 \frac{cm^2}{m}$$

Portanto adota-se para a área da armadura de distribuição o valor de $0,90 \text{ cm}^2/\text{m}$, dada por $\phi 5 \text{ c/ } 22 \text{ cm}$ com área de armadura de distribuição efetiva igual a $0,91 \text{ cm}^2/\text{m}$.

O valor de $3,15 \text{ cm}^2/\text{m}$, é a maior área de armadura negativa entre LT1/LT2 e LT5/LT6 sendo que, o número de barras é definido dividindo-se o vão livre da laje pelo espaçamento entre as barras, somando mais uma barra, isto é:

$$a_{sprinc} \rightarrow \frac{383}{10} + 1 = 39$$

$$a_{sdist} \rightarrow \frac{105 + 105}{22} + 1 = 11$$

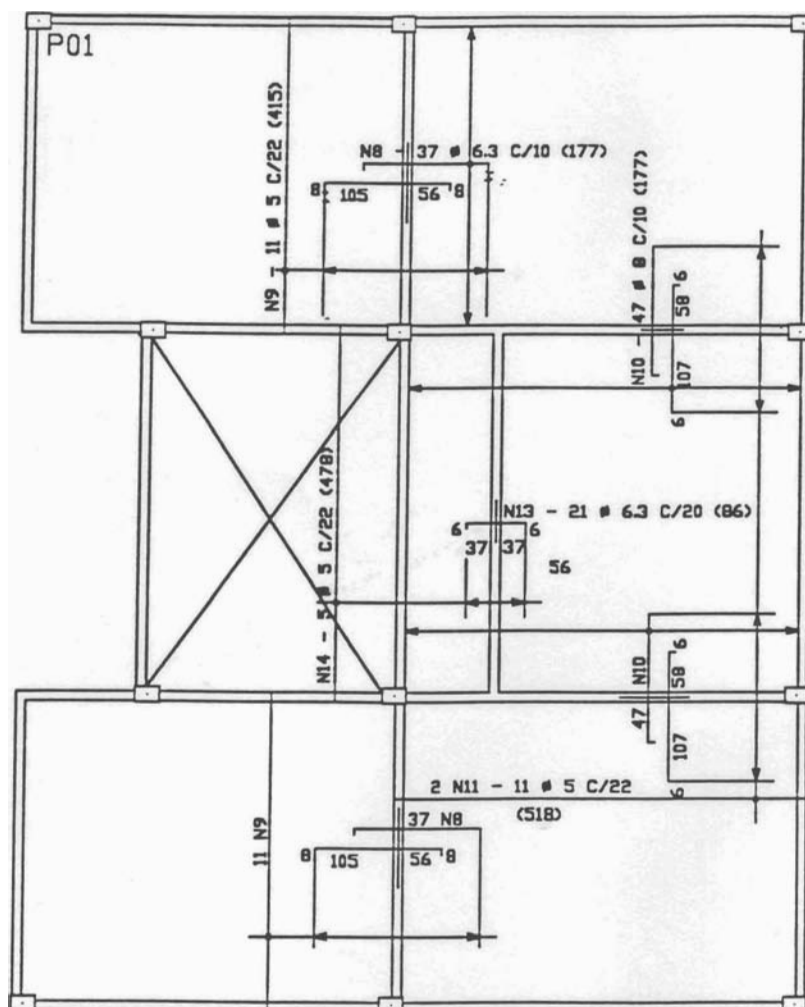
Repete-se o procedimento para as outras lajes. Os detalhamentos das armaduras negativas podem ser observados nas figuras 7.10.

Para as armaduras posicionadas na face inferior da laje (positiva) o procedimento para a determinação da quantidade de barras é o mesmo apresentado anteriormente. O detalhamento da armadura positiva pode ser visto na figura 7.11.

Como já havia sido comentado no item 2.5.1 geralmente o diâmetro da armadura positiva das lajes não ultrapassa 6,3 mm não compensando, portanto, o uso de armadura escalonada. Com relação à armadura negativa o escalonamento proporciona economia de armadura, entretanto, dificulta a execução na obra, havendo a necessidade de se verificar o que é mais indicado para cada obra em particular.

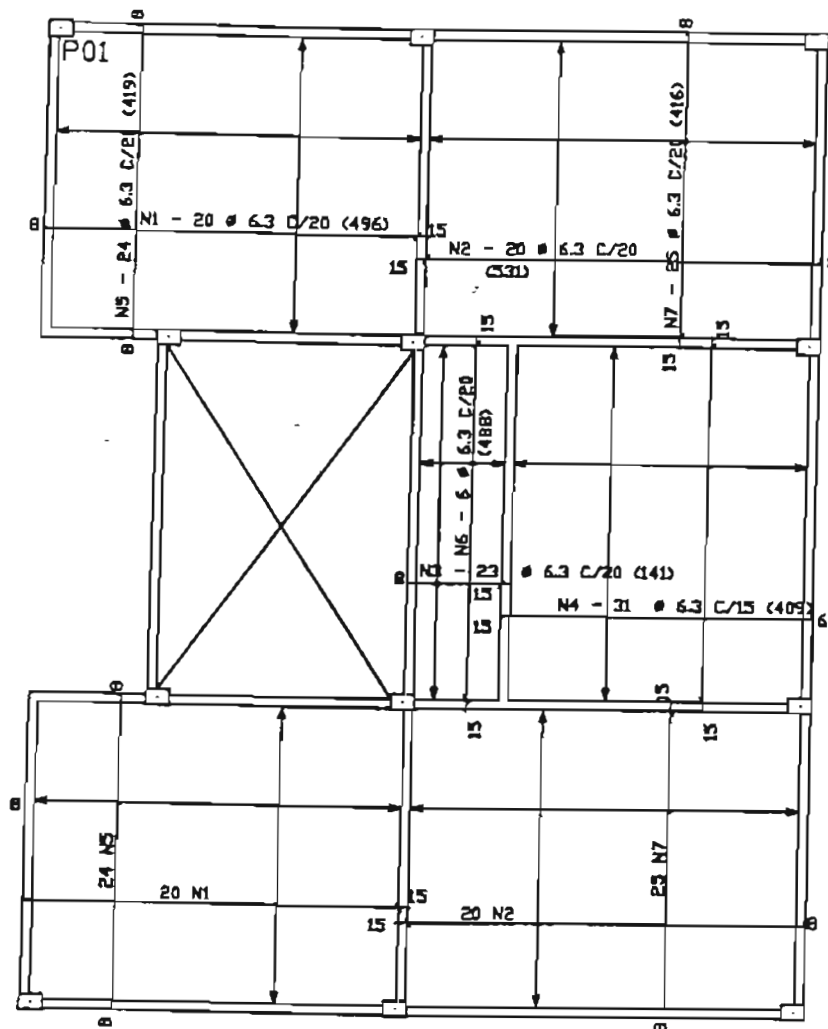
Além das armaduras posicionadas junto a face inferior e superior da laje, nas regiões de ligação entre as lajes, nas bordas deve-se prever armadura posicionada na face superior, para limitar as aberturas das fissuras, como já foi escrito no item 2.5.1, sendo que o comprimento a ser adotado a partir do centro da viga deve ser igual a $0,25 \ell_x$, e o gancho que entra na viga deve possuir um comprimento maior ou igual a 15ϕ , e a área de armadura não deve ser menor que $1,5 \text{ cm}^2/\text{m}$. Esta área de armadura adotada é baseada nas especificações de viga T fornecidas pela NBR 6118 (1978), onde tem-se que: “nas mesas de vigas de seção T deve haver armadura perpendicular à nervura, que se estenda por toda sua largura útil, com seção transversal de no mínimo $1,5 \text{ cm}^2/\text{m}$ ”, pois é suposto que uma parte da laje e a viga trabalhem em conjunto, portanto assemelhando-se a uma viga T.

Alguns escritórios adotam como comprimento total destas barras, 120 cm, pois como a barra fornecida pela indústria siderúrgica apresenta comprimento de 12m, fixando este comprimento, pode-se aproveitar totalmente a barra, dividindo-a em dez segmentos menores. Do comprimento total deve-se descontar um comprimento de gancho de 20 cm junto a viga e o gancho na extremidade interna ($h - 2 \text{ cm}$). O detalhe desta armadura pode ser visto na figura 7.12, enquanto os posicionamentos destas armaduras nas lajes são observados na figura 7.13.



Esc. 1:100

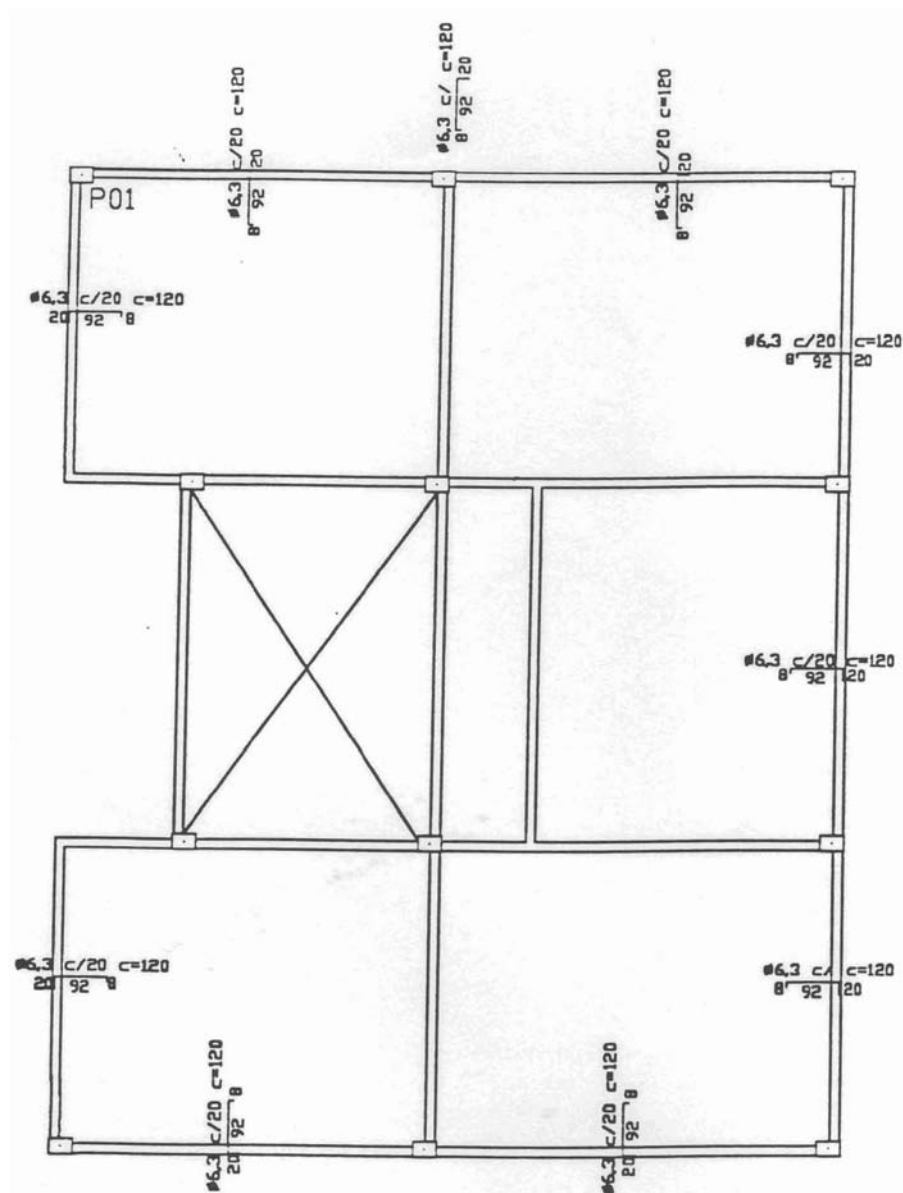
FIGURA 7.10 - Detalhe de armadura negativa da laje do pavimento-tipo



Esc. 1:100

FIGURA 7.11 - Detalhe de armadura positiva da laje do pavimento-tipo

As barras N_1 e N_2 poderiam ser uma única barra, adotando-se o critério de facilidade de execução e até mesmo economia.



Esc. 1:100

FIGURA 7.12 - Armadura auxiliar posicionada junto a face superior da laje para diminuir a abertura de fissuras

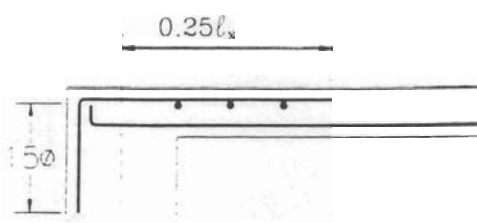


FIGURA 7.13 - Detalhe de armadura negativa nas lajes de extremidade

7.2.2 Determinação dos esforços solicitantes, dimensionamento e detalhamento de vigas do pavimento tipo

Para a determinação dos esforços solicitantes nas vigas, foi adotado o processo de Cross.

Trata-se de um processo expedito, justificado pela Mecânica das Estruturas e de uso comum quando se realiza projeto sem assistência de programas específicos para uso de computador.

• VT01 (12/40)

Ações que ocorrem no 1º tramo da viga

- peso próprio da viga = $b_w \times h \times \gamma_c = 0,12 \times 0,40 \times 25 = 1,20 \text{ kN/m}$
- alvenaria = $H \times \text{peso da alvenaria/m}^2 = (3,0 - 0,40) \times 3,20 = 8,32 \text{ kN/m}$

onde:

H - é a altura da parede menos a altura da viga.

- reação de apoio da laje LT01 = 4,35 kN/m

Ações que ocorrem no 2º tramo da viga

- peso próprio da viga = $b_w \times h \times \gamma_c = 0,12 \times 0,40 \times 25 = 1,20 \text{ kN/m}$
- alvenaria = $H \times \text{peso da alvenaria/m}^2 = (3,0 - 0,40) \times 3,20 = 8,32 \text{ kN/m}$
- reação de apoio da laje LT02 = 5,19 kN/m

Para a determinação dos momentos fletores foi adotado o processo indicado na NBR 6118 (1978) para análise estrutural considerando as vigas contínuas apoiadas nos pilares. Para isto é obrigatório a consideração de momentos fletores, tracionando as fibras superiores, para levar em conta a ligação efetiva da viga com os pilares de extremidade.

No primeiro tramo da viga este momento é dado por:

$$M_{\text{vig,P01}} = \frac{r_{\text{sup}} + r_{\text{inf}}}{r_{\text{sup}} + r_{\text{inf}} + r_{\text{vig}}} \times M_{\text{eng,1º tramo}}$$

$$M_{cng,1^{\circ} tramo} = (g+q) \times \frac{\ell^2}{12} = 13,87 \times \frac{4,62^2}{12} = 26,67 \text{ kN.m}$$

$$r_{sup} = r_{inf} = \frac{I}{\ell_e} = \frac{20 \times 25^3}{12} \times \frac{1}{300} = 86,81$$

ℓ_c = distância entre centros de vigas, o que é igual a distância de piso a piso

$$\frac{I}{\ell_e} = r_{vig,1^{\circ} tramo} = \frac{12 \times 40^3}{12 \times 462} = 138,53 \text{ cm}^3$$

$$M_{vig,P01} = \frac{86,81 + 86,81}{86,81 + 86,81 + 138,53} \times 26,67 = 0,56 \times 26,67 = 14,83 \text{ kN.m}$$

$$\frac{I}{\ell_e} = r_{vig,2^{\circ} tramo} = \frac{12 \times 40^3}{12 \times 510} = 125,49 \text{ cm}^3$$

$$M_{vig,P03} = \frac{86,81 + 86,81}{86,81 + 86,81 + 125,49} \times \frac{14,71 \times 5,1^2}{12} = 0,58 \times 31,88 = 18,49 \text{ kN.m}$$

Determinação do coeficiente de distribuição dos momentos (μ)

1° tramo da viga

$$\mu = \frac{r}{\Sigma r} = \frac{138,53}{138,53 + 125,49} = 0,52$$

2° tramo da viga

$$\mu = \frac{r}{\Sigma r} = \frac{125,49}{138,53 + 125,49} = 0,48$$

Na figura 7.14 pode ser observado o processo de determinação dos esforços, juntamente com as ações que ocorrem em cada tramo.

	14,83			18,49
	462		510	
	P01		P02	P03
	29,9		76,9	36,0
	1,20		1,20	
	4,35		5,19	
	8,32		8,32	
	13,87		14,71	
		0,52	0,48	
		-37,01	+47,83	
$\frac{pl^2}{8}$	+14,83	+7,42	-9,25	-18,49
		-4,67	-4,32	
M_k^-	+14,83	-34,26	+34,26	-18,49
	32,04	32,04	37,51	37,51
	-4,21	+4,21	+3,09	-3,09
V_k	27,83	36,25	40,60	34,42
X_M^+		2,01		2,76
M_k^+		13,09		21,77

FIGURA 7.14 - Esquema de esforços na viga VT01

Momentos positivos

$$1^\circ \text{ tramo} = M_{\text{eng}} = 37,01 \text{ kN.m} > M_{\text{equi}} = 34,26 \text{ kN.m}$$

$$M_k^+ = 13,09 \text{ kN.m}$$

$$2^\circ \text{ tramo} = M_{\text{eng}} = 47,83 \text{ kN.m} > M_{\text{equi}} = 34,26 \text{ kN.m}$$

$$M_k^+ = 21,77 \text{ kN.m}$$

a) Determinação da armadura longitudinal

Lembra-se que por indicação da NBR 6118 (1978) não se deve armar elementos fletidos com área de armadura efetiva menor que o valor mínimo dado por:

$$A_{\text{min}} = \frac{0,15}{100} \times 12 \times 40 = 0,72 \text{ cm}^2$$

Para se determinar o número de barras que devem ser adotadas para suprir o valor do momento aplicado, pode ser determinado através da tabela 3.3a. encontrada em PINHEIRO (1993), a qual apresenta a bitola da barra juntamente com o valor de momento que ele suporta. Portanto, em seguida temos os valores de momento

majorados pelo coeficiente 1,4 e as quantidades e bitolas das barras que serão adotadas para suprir o momento na viga.

$$\begin{aligned}
 1,4 \times 14,83 &< 2 \times 6 + 1 \times 9,5 && (2 \phi 8 + 1 \phi 10) \\
 1,4 \times 34,26 &< 2 \times 6 + 3 \times 14,9 && (2 \phi 8 + 3 \phi 12,5) \\
 1,4 \times 18,49 &< 2 \times 6 + 2 \times 9,5 && (2 \phi 8 + 2 \phi 10) \\
 1,4 \times 13,09 &< 2 \times 9,5 && (2 \phi 10) \\
 1,4 \times 21,77 &< 2 \times 9,5 + 1 \times 14,9 && (2 \phi 10 + 1 \phi 12,5)
 \end{aligned}$$

b) Determinação da armadura transversal

De acordo com rotina já apresentada no item 3.3, pode-se determinar as áreas das armaduras transversais (estribos), tendo-se para a viga VT01:

$$V_d = 1,4 \times 40,60 = 56,84 \text{ kN} > V_{dmin}$$

$$\tau_{wd} = \frac{V_d}{b_w \times d} = \frac{56,84}{12 \times 37} = 0,128 \text{ kN/cm}^2 = 1,28 \text{ MPa}$$

$$\tau_c = 0,15 \sqrt{f_{ck}} = 0,15 \sqrt{20} = 0,671 \text{ MPa}$$

$$\tau_d = 1,15 \tau_{wd} - \tau_c = 1,15 \times 1,28 - 0,671 = 0,80 \text{ MPa}$$

Área da armadura transversal

As resistências das barras da armadura não devem ultrapassar f_{ywd} , que para o aço CA-50 é igual a:

$$f_{ywd} = \frac{f_{yk}}{1,15} \leq 435 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_{sw}}{s n} = \frac{\tau_d}{f_{ywd}} \cdot b_w \cdot \frac{100}{n} = \frac{0,80}{435} \times 12 \times \frac{100}{2} = 1,11 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \phi 5 \text{ c}/18$$

Armadura mínima necessária:

$$\frac{A_{smin}}{s n} = 0,14 \frac{b_w}{n} = 0,14 \times \frac{12}{2} = 0,84 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Espaçamento máximo entre os estribos:

$$18 \text{ cm} < \frac{d}{2} = \frac{37}{2} = 18,5 \text{ cm}$$

Deslocamento do diagrama de momentos fletores (a_d)

$$\frac{\tau_d}{1,15\tau_{wd}} = \frac{0,80}{1,15 \times 1,28} = 0,54$$

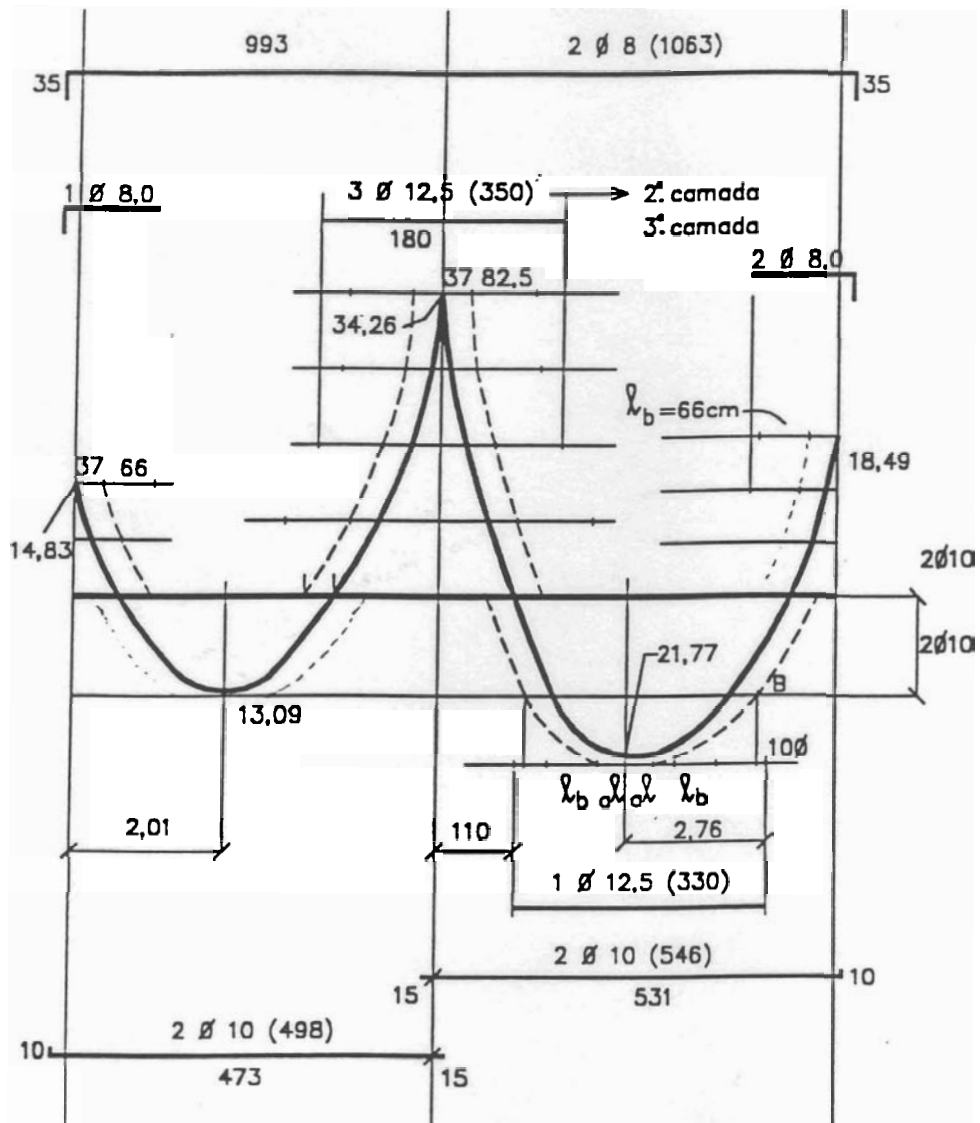
De acordo com a tabela 3.1, adotando-se estribos posicionados a 90° com relação ao eixo da peça, tem-se que $a_r = 1,0 d = 37 \text{ cm}$

Comprimentos de ancoragens das barras

ϕ 12,5 → comprimento de ancoragem em região de má aderência
 $(44 \phi) \times 1,5 = 82,5 \text{ cm}$

ϕ 10,0 → comprimento de ancoragem em região de má aderência
 $(44 \phi) \times 1,5 = 66 \text{ cm}$

Determinados os momentos fletores, o valor do deslocamento do diagrama de (a_d), e os comprimentos de ancoragens, pode-se então determinar os momentos fletores de cálculo e os comprimentos das barras, conforme figura 7.15.



ESTRIBOS: Ø 5 c/18

FIGURA 7.15 - Diagrama de momentos fletores e arranjo de armadura da viga VT01

•VT02 (12/50)

Ações que ocorrem no balanço e no 1º tramo da viga

- peso próprio da viga = $b_w \times h \times \gamma_c = 0,12 \times 0,50 \times 25 = 1,50 \text{ kN/m}$
- alvenaria = $H \times \text{peso da alvenaria/m}^2 = (3,0 - 0,50) \times 2,29 = 5,72 \text{ kN/m}$
- reação de apoio da laje = 4,35 kN/m
- reação da escada = 6,30 kN/m

Ações que ocorrem no 2º tramo da viga

- peso próprio da viga = $b_w \times h \times \gamma_c = 0,12 \times 0,50 \times 25 = 1,50 \text{ kN/m}$
- alvenaria = $H \times \text{peso da alvenaria/m}^2 = (3,0 - 0,50) \times 2,29 = 5,72 \text{ kN/m}$
- reação de apoio da laje LT02 = 7,70 kN/m

$$\text{LT03} = 2,09 \text{ kN/m}$$

$$\text{LT04} = 10,70 \text{ kN/m}$$

Na figura 7.16 pode ser observado o processo de determinação dos esforços, juntamente com as ações que ocorrem em cada tramo.

	VT06=24,77kN		VT09=37,10kN		
	164	P04 297	P05 134	383,5	P06
		73,41	115,07		63,32
	1,50	1,50	1,50	1,50	
	4,35	4,35	7,70	7,70	
	---	6,30	2,09	10,70	
	5,72	5,72	---	5,72	
	11,57	17,87	11,29	25,62	
			0,64	0,36	
			-19,70	+73,31	
			+32,07		
		+8,25	+4,13	-12,22	-24,43
	-15,56	+15,56	+7,78		
	-40,62	+40,62	+20,31		
			-67,64	-38,04	
M_k^-	-56,18	+64,43	-55,12	+55,12	-24,43
	18,97	26,54	26,54	56,67	56,67
	24,77			27,49	9,61
		3,13	-3,13	+5,93	-5,93
V_k	43,74	29,67	23,41	90,09	60,35
x_M^+			1,66		2,76
M_k^+			-39,80	45,94	58,72

FIGURA 7.16 - Esquema de esforços na viga VT02

a) Determinação da armadura longitudinal

Determinação do número de barras de acordo com a tabela 3.3a, PINHEIRO (1993).

$$\begin{array}{ll}
 1,4 \times 64,4 < 3 \times 30,3 & (3\phi 16) \\
 1,4 \times 39,80 < 2 \times 30,3 & (2\phi 16) \\
 1,4 \times 55,12 < 3 \times 30,3 & (3\phi 16) \\
 1,4 \times 58,72 < 2 \times 12,1 + 2 \times 30,3 & (2\phi 10 + 2\phi 16) \\
 1,4 \times 24,43 < 2 \times 19 & (2\phi 12,5)
 \end{array}$$

b) Determinação da armadura transversal

- $V_k = 90,09 \text{ kN}$

$$V_d = 1,4 \times 90,09 = 126,13 \text{ kN} > V_{dmin}$$

Área da armadura transversal

$$f_{ywd} = \frac{f_{yk}}{1,15} \leq 435 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_{sw}}{s n} = \frac{\tau_d}{f_{ywd}} b_w \frac{100}{n} = \frac{1,90}{435} \times 12 \times \frac{100}{2} = 2,62 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \phi 6,3 \text{ c}/12$$

Armadura mínima necessária:

$$\frac{A_{swmin}}{sn} = 0,14 \frac{b_w}{n} = 0,14 \frac{12}{2} = 0,84 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Espaçamento máximo entre os estribos:

$$18 \text{ cm} < \frac{d}{2} = \frac{47}{2} = 23,5$$

- $V_k = 60,30 \text{ kN}$

$$V_d = 1,4 \times 60,30 = 84,49 \text{ kN} > V_{dmin}$$

Área da armadura transversal

$$f_{ywd} = \frac{f_{yk}}{1,15} \leq 435 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_{sw}}{s n} = \frac{\tau_d}{f_{ywd}} b_w \frac{100}{n} = \frac{1,05}{435} \times 12 \times \frac{100}{2} = 1,45 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \phi 6,3 \text{ c}/20$$

Armadura mínima necessária:

$$\frac{A_{swmin}}{sn} = 0,14 \frac{b_w}{n} = 0,14 \frac{12}{2} = 0,84 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \phi 5,0 \text{ c}/22$$

Deslocamento do diagrama de momentos fletores (a)

$$\frac{\tau_d}{1,15\tau_{wd}} = \frac{1,05}{1,15 \times 1,50} = 0,61$$

De acordo com a tabela 3.1, adotando-se estribos posicionados a 90° com relação ao eixo da peça, temos que $a_t = 1,0 d = 47 \text{ cm}$

Comprimentos de ancoragens das barras

$\phi 12,5 \rightarrow$ comprimento de ancoragem em região de má aderência
(44 ϕ) $\times 1,5 = 82,5 \text{ cm}$;

$\phi 10,0 \rightarrow$ comprimento de ancoragem em região de má aderência
(44 ϕ) $\times 1,5 = 66 \text{ cm}$;

$\phi 16,0 \rightarrow$ comprimento de ancoragem em região de má aderência
(44 ϕ) $\times 1,5 = 105 \text{ cm}$.

b) Determinação da armadura de suspensão na extremidade do balanço

$$A_{susp} = \gamma_f \times \gamma_s \times \frac{R_{IK}}{f_{yk}} \times \frac{a_I}{a_{II}}$$

R_{IK} = reação da viga que se apoia = $R_{VT06} = 24,77$ kN;

a_1 = distância da face superior da VT02 a face inferior da VT06;

a_{II} = altura da viga de apoio.

$$A_{susp} = 1,4 \times 1,15 \times \frac{24,77}{43,5} \times \frac{40}{50} = 0,73 \text{ cm}^2$$

Distribuição da armadura de suspensão

- 70% da armadura de suspensão deve ser colocada na VT02 num espaço

igual a $\frac{h}{2} = 25$ cm.

Portanto a área de armadura de suspensão a ser colocada na VT02 é igual a:

$$A_{susp} = \frac{0,70 \times 0,73}{0,25} = 2,04 \text{ cm}^2/\text{m} > 0,84 \text{ cm}^2/\text{m} = a_{swmin} \text{ na VT06}$$

Portanto não há necessidade de armadura de suspensão na VT06.

Na VT02 a armadura adotada é ϕ 5,0 c/10 (2,0 cm²/m) em 25 cm a partir da ligação da VT02 com VT06.

Os diagramas de momentos fletores, o valor de deslocamento do diagrama (a_t), e os comprimentos das barras, podem ser vistos na figura 7.17.

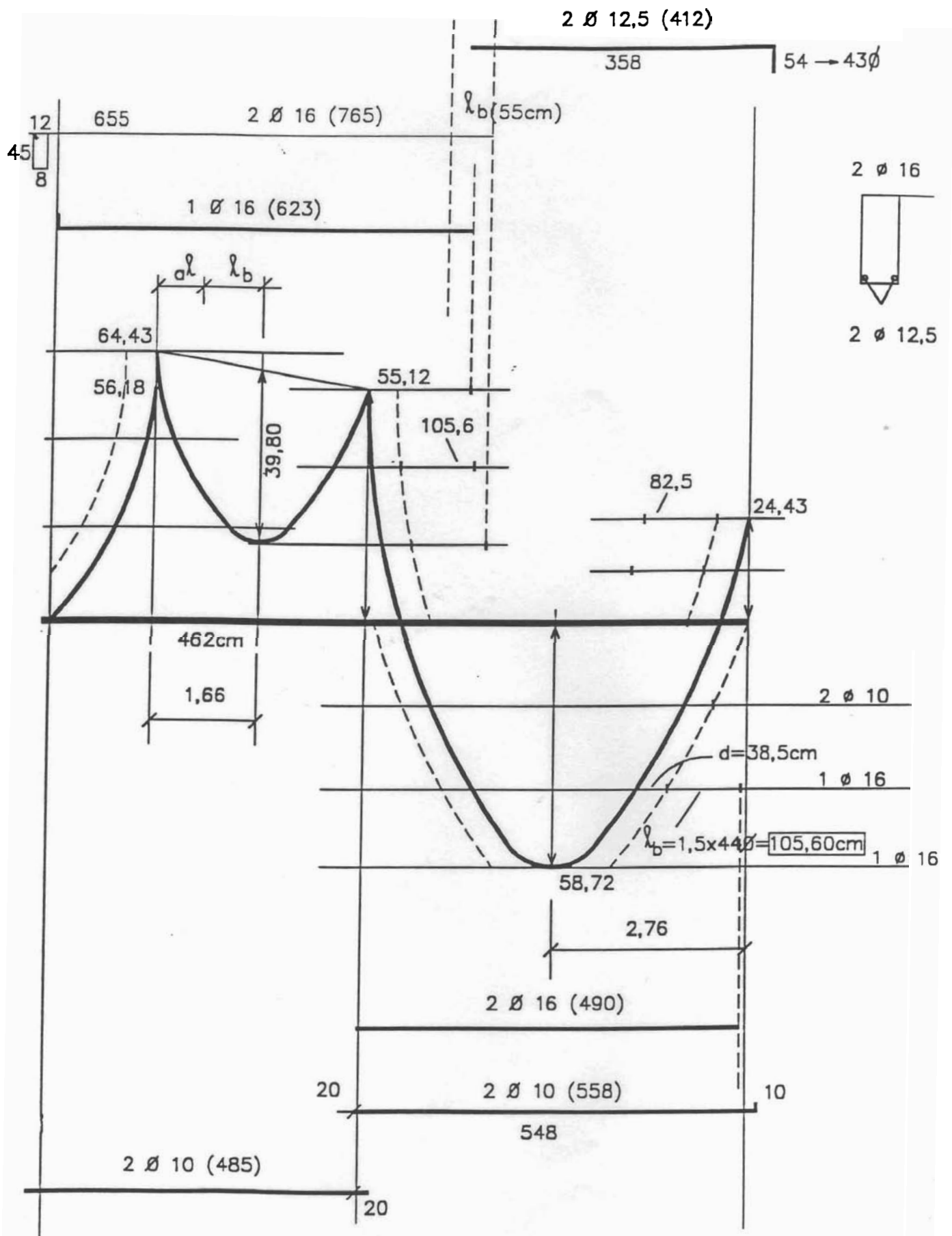


FIGURA 7.17 - Diagrama de momentos fletores e arranjo de armadura para a viga VT02

• VT05 (12/40)

Ações que ocorrem na viga

- peso próprio da viga = $b_w \times h \times \gamma_c = 0,12 \times 0,40 \times 25 = 1,20 \text{ kN/m}$
- alvenaria = $H \times \text{peso da alvenaria/m}^2 = (3,0 - 0,50) \times 2,29 = 5,72 \text{ kN/m}$
- reação de apoio da laje LT05 = $5,75 \text{ kN/m}$

a) Determinação do momento positivo

$$\frac{p\ell^2}{8} = \frac{12,67 \times 3,91^2}{8} = 24,21 \text{ kN.m}$$

$$k_c = \frac{bd^2}{M_d} = \frac{12 \times 37^2}{3389} = 4,90$$

$$k_s = \frac{A_s d}{M_d} = \frac{A_s \times 37}{3389} = 0,025 \quad A_s = 2,29 \text{ cm}^2, \text{ então } 2 \phi 12,5$$

b) Determinação da armadura transversal

$$V_d = 24,77 \times 1,4 = 34,68 \text{ kN}$$

$$\tau_{wd} = \frac{V_d}{b_w d} = \frac{34,68}{12 \times 37} = 0,078 \text{ kN/cm}^2 = 0,78 \text{ MPa}$$

$$\tau_c = 0,15 \sqrt{f_{ck}} = 0,15 \sqrt{20} = 0,671 \text{ MPa}$$

$$\tau_d = 1,15 \tau_{wd} - \tau_c = 1,15 \times 0,78 - 0,671 = 0,226 \text{ MPa}$$

Área da armadura transversal

$$f_{ywd} = \frac{f_{yk}}{1,15} \leq 435 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_{sw}}{s n} = \frac{\tau_d}{f_{ywd}} b_w \frac{100}{n} = \frac{0,23}{435} \times 12 \times \frac{100}{2} = 0,32 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura mínima necessária:

$$\frac{A_{sw\text{mín}}}{s n} = 0,14 \frac{b_w}{n} = 0,14 \frac{12}{2} = 0,84 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \phi 5,0 \text{ c/18}$$

Deslocamento do diagrama de momentos fletores (a_s)

$$\frac{\tau_d}{1,15\tau_{wd}} = \frac{0,23}{1,15 \times 0,78} = 0,256$$

Portanto o a_s adotado é igual a $d = 37$ cm.

Tratando-se de uma viga biapoiada, não há momentos negativos nos apoios, por isso na face superior da viga, é suficiente adotar duas barras porta-estribos, sendo suficiente $2 \phi 5,0$.

Como são necessárias somente duas barras tanto na face superior quanto inferior da viga, deve-se então prolongar todas as barras até os apoios, pois elas também servem de porta estribos. Na figura 7.18 pode ser observado o esquema de esforços da viga VT05.

	P10	391	VT03
	24,77		24,77
		1,20	
		5,75	
		5,72	
		<hr/> 12,67	
$\frac{Pl^2}{8}$		24,21	
	24,77		24,77
		Md=33,89	
V_d	+34,68		+34,68

FIGURA 7.18 - Esquema de esforços da VT05

Na figura 7.19 pode-se observar o arranjo de armadura da VT05, observa-se que as quatro barras vão até o apoio.

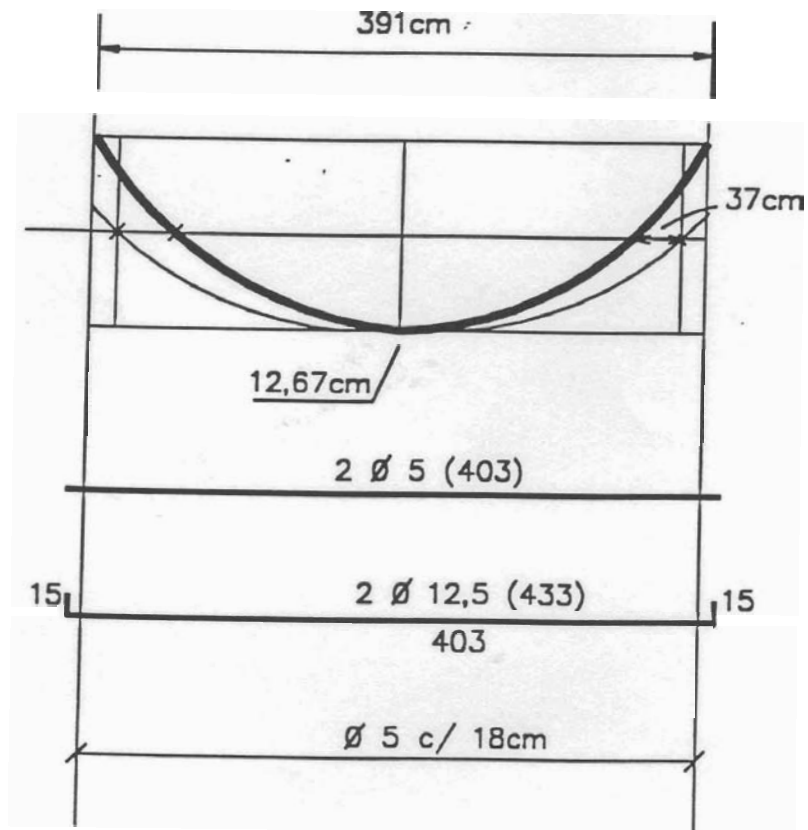


FIGURA 7.19 - Diagrama de momentos fletores e arranjo de armadura a viga VT05

• VT09

Ações que ocorrem na viga

- peso próprio da viga = $b_w \times h \times \gamma_c = 0,12 \times 0,40 \times 25 = 1,20 \text{ kN/m}$
- alvenaria = $H \times \text{peso da alvenaria/m}^2 = (3,0 - 0,50) \times 2,29 = 5,72 \text{ kN/m}$
- reação de apoio da laje LT03 = 4,13 kN/m

$$\text{LT04} = 4,72 \text{ kN/m}$$

Determinação do momento positivo

$$\frac{p\ell^2}{8} = \frac{15,77 \times 4,70^2}{8} = 43,54 \text{ kN.m}$$

$$k_c = \frac{bd^2}{M_d} = \frac{12 \times 37^2}{6096} = 2,7$$

$$k_s = \frac{A_s d}{M_d} = \frac{A_s \times 37}{6096} = 0,028 \quad A_s = 4,60 \text{ cm}^2, \text{ então } 4 \phi 12,5$$

b) Determinação da armadura transversal

$$V_d = 37,10 \times 1,4 = 51,90 \text{ kN}$$

$$f_{ywd} = \frac{f_{yk}}{1,15} \leq 435 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_{sv}}{s n} = \frac{\tau_d}{f_{ywd}} b_w \frac{100}{n} = \frac{0,67}{435} \times 12 \times \frac{100}{2} = 0,93 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \phi 5,0 \text{ c/18}$$

$$\frac{A_{smin}}{sn} = 0,14 \frac{b_w}{n} = 0,14 \frac{12}{2} = 0,84 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Deslocamento do diagrama de momentos fletores (a_t)

$$\frac{\tau_d}{1,15\tau_{wd}} = \frac{0,67}{1,15 \times 1,17} \approx 0,50$$

De acordo com a tabela 3.1, adotando-se estribos posicionados a 90° com

relação ao eixo da peça, temos que $a_t = 1,0$ $d = 37$ cm

Como já foi dito anteriormente, para vigas biapoiadas não há momentos negativos nos apoios, por isso na face superior da viga, é suficiente adotar duas barras porta-estribos, portanto $2 \phi 5,0$ é suficiente.

A figura 7.20 apresenta, o esquema de esforços da VT09, enquanto a figura 7.21 apresenta o diagrama de momento fletor e o arranjo de armadura.

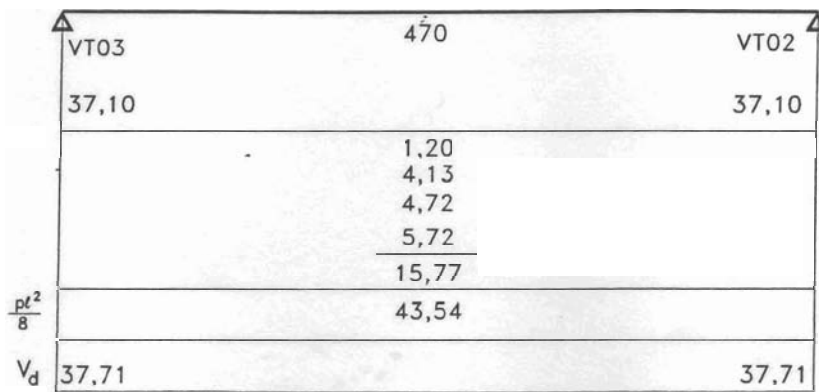


FIGURA 7.20 - Esquema de esforços da VT09

As vigas VT03, VT04, VT06, VT07 e VT10, seguem os mesmos procedimentos ilustrados anteriormente.

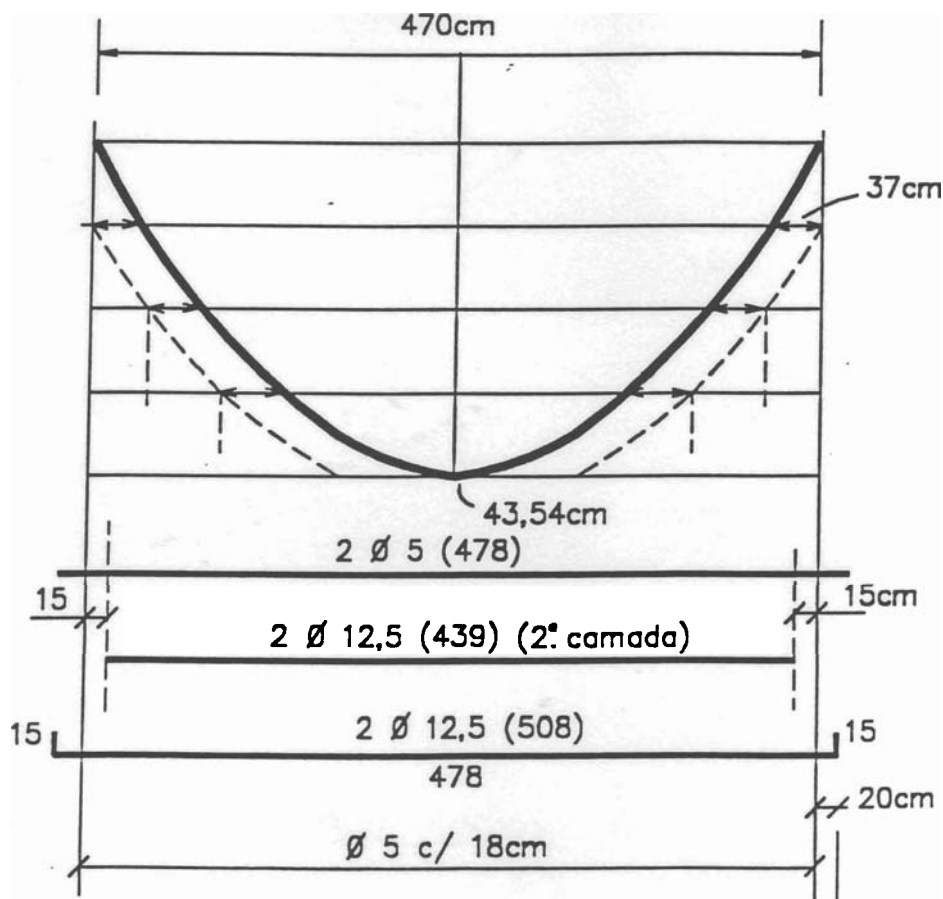


FIGURA 7.21 - Diagrama de momentos fletores e arranjo de armadura para a viga VT09

7.2.3 Dimensionamento e detalhamento dos pilares

Para iniciar o dimensionamento de pilares é necessário ter o valor da força normal que neles atuam, estes valores são obtidos através da soma das reações das vigas que se apoiam num determinado pilar.

Para ficar mais fácil pode-se montar um quadro contendo o número dos pilares e somatória das ações de cada pavimento. Assim fica fácil visualizar, diminuindo a possibilidade de se cometer erros.

Para este projeto foi montado o quadro indicado na tabela 7.3, sendo que já está considerado o peso próprio.

TABELA 7.3 - Ações nos pilares

pilares	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12
caixa d'água				125	125		125	125				
cobertura	24,7	45,7	27,7	55,5	74,6	54,8	55,5	74,8	54,9	24,7	45,7	27,7
sub-total cobertura	28,5	49,5	31,5	186,5	205,6	58,6	186,5	205,8	58,7	28,5	49,5	31,5
3º.pavimento	54,7	109,9	56,4	100,6	176,6	115,7	86,1	192,0	125,9	54,5	120,4	62,7
escada						28,9	33,4					
sub-total 3º.pavimento	87,0	163,2	91,7	293,1	388,2	178,1	307,5	437,2	188,4	86,8	173,7	98,0
2º.pavimento	54,7	106,1	56,4	97,6	185,9	115,7	78,0	185,4	125,9	54,5	116,3	62,7
escada						28,9	33,4					
sub-total 2º.pavimento	145,5	273,1	151,9	396,1	580,1	297,6	420,4	662,0	318,1	145,1	293,8	164,5
1º.pavimento	54,7	106,1	56,4	97,6	185,9	115,7	78,0	185,4	125,9	54,5	116,3	62,7
escada						28,9	33,4					
sub-total 1º.pavimento	204	383	268,5	503,5	772,0	417,1	533,3	886,8	447,8	203,4	413,9	237,0
escada						28,9	33,4					
térreo				27,2	44,0		19,0	26,2				
total	204	383	269	531	816	417	587	947	448	203	414	237
estacas	2x 100	2x 200	2x 200	3x 200	4x 200	2x 200	3x 200	5x 200	3x 200	2x 200	2x 200	2x 200

a) Pilares internos → P05 = P08 (20x40)

Na figura 7.22 observa-se a distribuição das ações nos pavimentos e a direção dos eixos x e y no pilar.

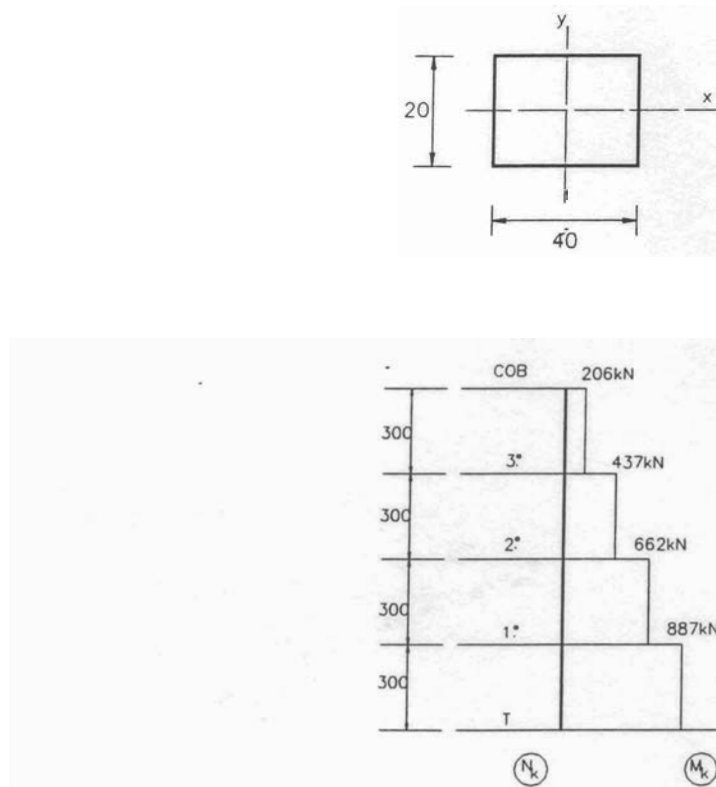


FIGURA 7.22 - Seção transversal do pilar e diagrama de normal (excluindo o peso próprio do pilar)

$$\ell_e = 300 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{\ell_e \sqrt{12}}{a} = \frac{300 \sqrt{12}}{40} = 26$$

$$\lambda_y = \frac{\ell_e \sqrt{12}}{a} = \frac{300 \sqrt{12}}{20} = 52$$

$$e_{ax} = \frac{h}{30} = \frac{40}{30} = 1,33 \text{ cm} < 2 \text{ cm}$$

$$e_{ay} = \frac{h}{30} = \frac{20}{30} = 0,67 \text{ cm} < 2 \text{ cm}$$

As excentricidades acidentais em x e y adotadas são iguais a 2 cm.

1º. tramo (térreo → 1º. tipo)

$$N_k = 887 \text{ kN}$$

Como o λ_y é maior que 40, na direção y, é obrigatória a consideração do efeito de 2º. ordem.

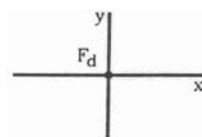
$$v_d = \frac{N_d}{A_c f_{cd}} = \frac{1,4 \times 887}{20 \times 40 \times \frac{2,0}{1,4}} = 1,09$$

$$e_{2y} = \frac{\ell_e^2}{10} \times \frac{0,0035 + \frac{f_{yd}}{E_s}}{(\nu + 0,5)h} = \frac{300^2}{10} \times \frac{0,0035 + \frac{500}{1,15 \times 210000}}{(1,09 + 0,5) \times 20} = 1,58$$

Para pilar interno é usual considerar a força centrada, isto é excentricidade inicial zero, na situação de projeto. Portanto as seções de topo, base e intermediária estão submetidas a mesma força. A excentricidade acidental deve ser considerada em todas as seções, porém, a de 2ª. ordem ocorre na seção intermediária.

Portanto neste caso, para P05 e P08, a seção crítica é a intermediária.

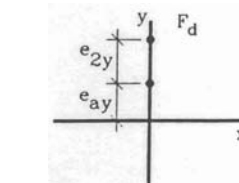
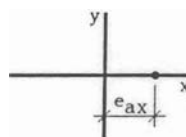
Seção intermediária



compressão centrada

$$e_i = \text{zero}$$

situação de projeto



flexão normal composta-y

situações de cálculo

• Dimensionamento da armadura

1) Armadura paralela ao eixo x

$$v_d = 1,09$$

$$\mu_{yd} = v_d \times \frac{e_y}{h_y} = 1,09 \times \frac{(2 + 1,58)}{20} = 0,195$$

$$\frac{d'}{h} = \frac{3}{20} = 0,15$$

Adotando-se o ábaco A1c

$$\omega = 0,7$$

$$A_s = 18,4 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_s}{2} = 9,20 \text{ cm}^2/\text{face}, \text{ portanto, } 5 \phi 16 \text{ mm em cada face do pilar.}$$

2) *Armadura paralela ao eixo y*

$$v_d = 1,09$$

$$\mu_{xd} = v_d \times \frac{e_y}{h_y} = 1,09 \times \frac{2}{40} = 0,05$$

$$\frac{d'}{h} = \frac{3}{40} = 0,08 \cong 0,10$$

Adotando-se o ábaco A1b

$$\omega = 0,3$$

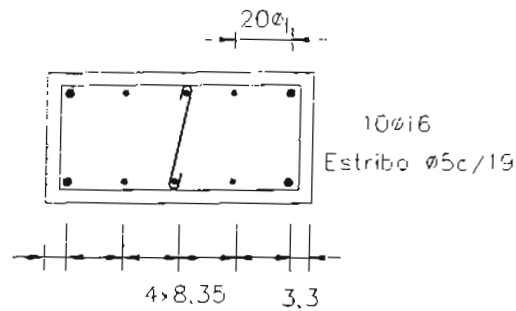
$$A_s = 7,9 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_s}{2} = 3,95 \text{ cm}^2/\text{face}, \text{ portanto, } 2 \phi 16 \text{ mm em cada face do pilar.}$$

O espaçamento entre os estribos deve ser o menor entre:

$$s \leq \begin{cases} 30 \text{ cm} \\ a = 20 \text{ cm} \\ 12\phi_t = 19 \text{ cm} \end{cases}$$

Na figura 7.23 observa-se o posicionamento do estribo adicional para diminuir problema de flambagem nas barras longitudinais e o espaçamento entre estas barras.



$$3,3 = 2,0 + 0,5 + \frac{1,6}{2}$$

FIGURA 7.23 - Distribuição das barras e espaçamento

2º. tramo (1º.tipo → 2º. tipo)

$$N_k = 662 \text{ kN}$$

$$v_d = \frac{1,4 \times 662}{20 \times 40 \times \frac{2}{1,4}} = 0,81$$

$$e_{2y} = \frac{\ell_e^2}{10} \times \frac{0,0035 + \frac{f_{yd}}{E_s}}{(\nu + 0,5)h} = \frac{300^2}{10} \times \frac{0,0035 + \frac{500}{1,15 \times 210000}}{(0,81 + 0,5) \times 20} = 1,91 \text{ cm}$$

$$\mu_{yd} = v_d \times \frac{e_y}{h_y} = 0,81 \times \frac{(2 + 1,91)}{20} = 0,16$$

$$\frac{d'}{h} = \frac{3}{20} = 0,15$$

Adotando-se o ábaco A1c

$$\omega = 0,4$$

$$A_s = 10,51 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_s}{2} = 5,26 \text{ cm}^2/\text{face}, \text{ portanto, } 5 \phi 16 \text{ mm em cada face do pilar.}$$

3º. tramo (2º.tipo → 3º. tipo)

$$N_k = 437 \text{ kN}$$

$$v_d = \frac{1,4 \times 437}{20 \times 40 \times \frac{2}{1,4}} = 0,54$$

$$e_{2y} = \frac{\ell_e^2}{10} \times \frac{0,0035 + \frac{f_{yd}}{E_s}}{(\nu + 0,5)h} = \frac{300^2}{10} \times \frac{0,0035 + \frac{500}{1,15 \times 210000}}{(0,54 + 0,5) \times 20} = 2,41$$

$$\mu_{yd} = v_d \times \frac{e_y}{h_y} = 0,54 \times \frac{(2,0 + 2,41)}{20} = 0,12$$

$$\frac{d'}{h} = \frac{3}{20} = 0,15$$

Adotando-se o ábaco A1c

$$\omega = 0,05$$

$$A_s = 1,32 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_s}{2} = 0,66 \text{ cm}^2/\text{face, portanto}$$

$$A_{smin} = \frac{0,80}{100} \times 20 \times 40 = 6,40, \text{ portanto } 4 \phi 16 \text{ mm}$$

4º. tramo (3º.tipo → 4º. tipo)

$$N_k = 206 \text{ kN}$$

$$A_{smin} = \frac{0,80}{100} \times 20 \times 40 = 6,40, \text{ portanto } 4 \phi 16 \text{ mm}$$

Na figura 7.24, pode ser observado o detalhamento dos pilares P05 e P08, onde são apresentadas as seções transversais com a distribuição das barras, os níveis dos pavimentos, permitindo fácil entendimento pelo pessoal de obra, facilitando portanto a execução da armadura na obra.

b) Pilares de canto → P01 = P03= P10 = P12 (20x25)

Adotando-se como sendo P03 o pilar mais solicitado, então adotou-se os esforços do pilar P03 para o dimensionamento, o qual pode ser visto na figura 7.25, juntamente com a somatória das ações em cada pavimento.

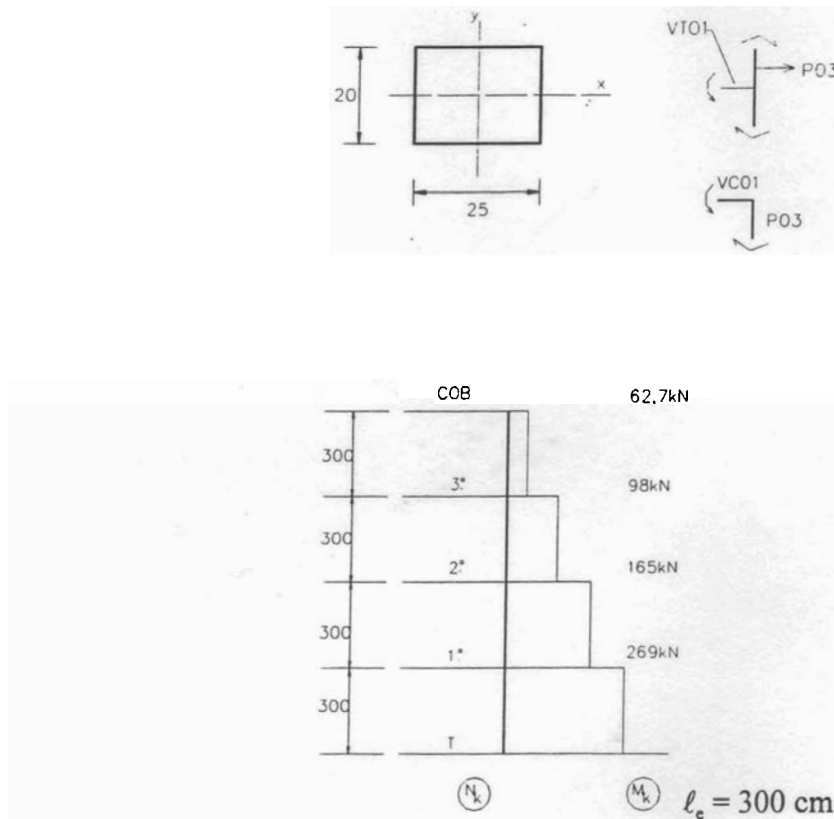


FIGURA 7.25 - Somatória de ações nos pavimentos e seção transversal do pilar

$$\lambda_x = \frac{\ell_e \sqrt{12}}{a} = \frac{300 \sqrt{12}}{25} = 42$$

$$\lambda_y = \frac{\ell_e \sqrt{12}}{a} = \frac{300 \sqrt{12}}{20} = 52$$

Como λ_y e λ_x são maiores que 40 deve ser considerado o efeito de 2ª. ordem, nas duas direções.

As excentricidades acidentais são dadas por:

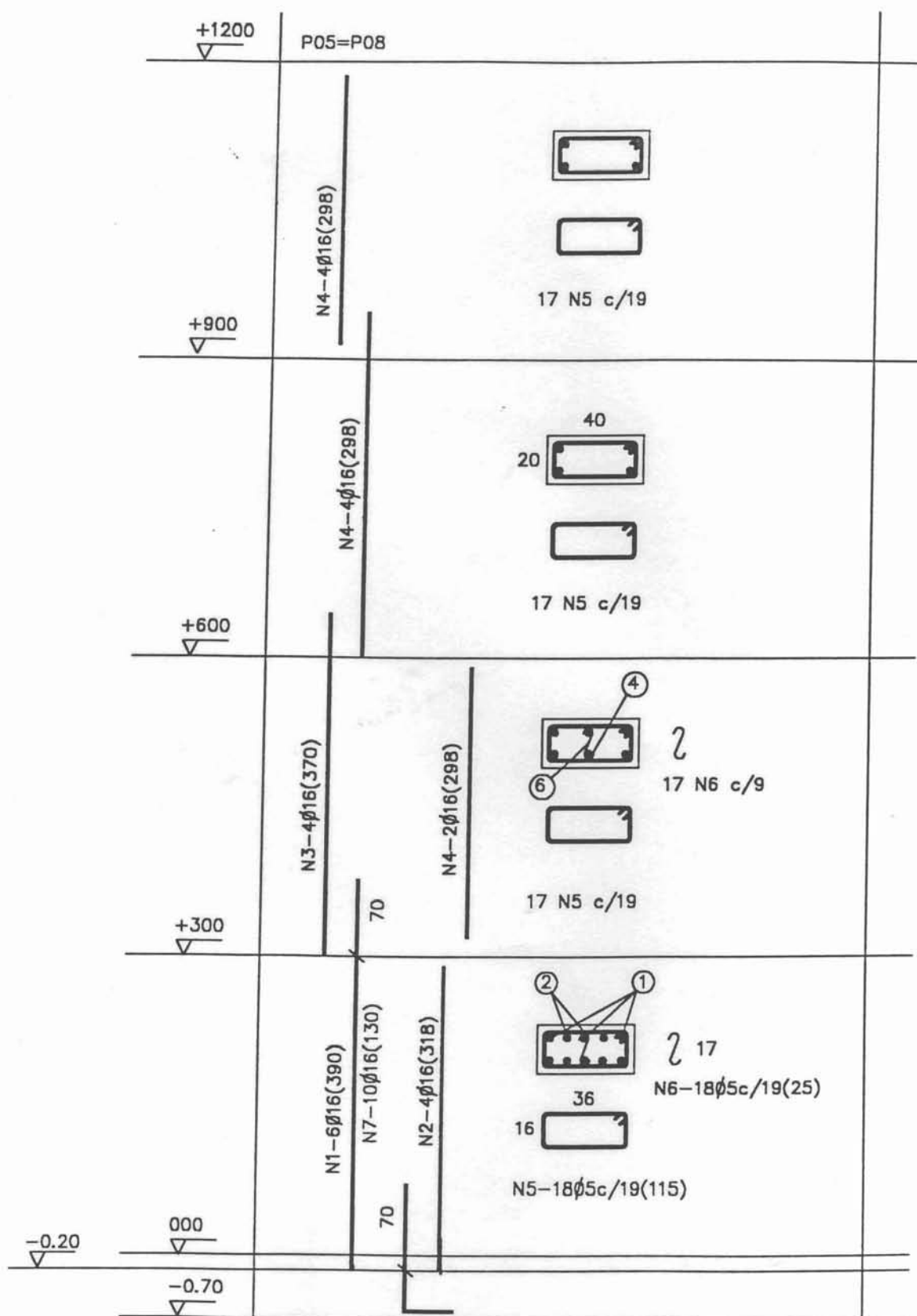


FIGURA 7.24 - Detalhamento dos pilares P05 e P08

$$e_{ax} = \frac{h}{30} = \frac{25}{30} = 0,83 \text{ cm} < 2 \text{ cm}$$

$$e_{ay} = \frac{h}{30} = \frac{20}{30} = 0,67 \text{ cm} < 2 \text{ cm}$$

- Cálculo do momento fletor nos tramos superior e inferior do pilar e excentricidades iniciais

$$e_i = \frac{M_{topo}}{N_{i+1}}$$

$$M_{inf} = M_{eng} \frac{r_{inf}}{r_{vig} + r_{inf} + r_{sup}}$$

$$M_{sup} = M_{eng} \frac{r_{sup}}{r_{vig} + r_{inf} + r_{sup}}$$

onde:

M_{eng} - momento no apoio extremo da viga junto ao pilar de extremidade supondo engastamento perfeito.

$$M_{base} = M_{isup} + \frac{1}{2} M_{(i+1) inf}$$

$$M_{topo} = M_{(i+1) inf} + \frac{1}{2} M_{isup}$$

1º. tramo (térreo → 1º. tipo)

$$N_k = 269 \text{ kN}$$

Excentricidade inicial devido à VT01

$$M_{sup} = M_{inf} = 31,88 \frac{86,81}{125,49 + 86,81 + 86,81} = 9,25 \text{ kN/m}$$

Seção de topo

$$e_{ix} = \frac{925}{269} = 3,44 \text{ cm}$$

Seção da base

$$e_{ix} = \frac{460}{269} = 1,12 \text{ cm}$$

Excentricidade inicial devido à VTÍ0

$$M_{\text{sup}} = M_{\text{inf}} = 14,58 \times \frac{55,56}{162,03 + 55,56 + 55,56} = 2,97 \text{ kN/m}$$

Seção de topo

$$e_{iy} = \frac{300}{269} = 1,12 \text{ cm}$$

Seção da base

$$e_{iy} = \frac{150}{269} = 0,56 \text{ cm}$$

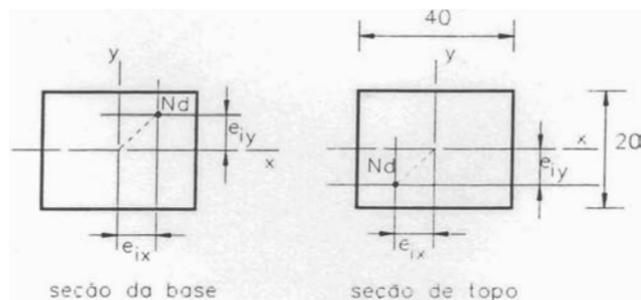


FIGURA 7.26 - Excentricidade inicial

Cálculo de v_d

$$v_d = \frac{N_d}{A_c f_{cd}} = \frac{1,4 \times 269}{20 \times 25 \times \frac{2,0}{1,4}} = 0,53$$

$$e_{2y} = \frac{\ell^2}{10} \times \frac{0,0035 + \frac{f_{yd}}{E_s}}{(\nu + 0,5)h} = \frac{300^2}{10} \times \frac{0,0035 + \frac{500}{1,15 \times 210000}}{(0,53 + 0,5) \times 20} = 2,43 \text{ cm}$$

• Dimensionamento da armadura longitudinal

Seção de topo

Observação: verificar para $e_a = 2 \text{ cm}$ na direção de e_i .

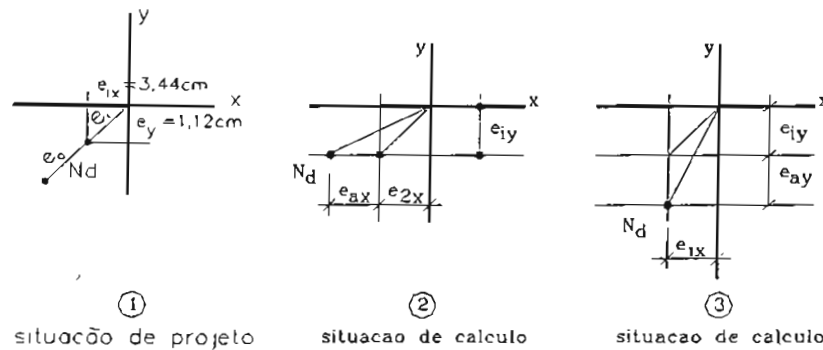


FIGURA 7.27 - Combinação de excentricidades para seção de topo do pilar

Seção intermediária

Com relação a seção intermediária do pilar, a NBR 6118 (1978) exige a consideração de uma excentricidade inicial dada por:

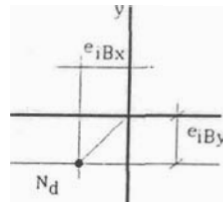
$$e_{i,int} = 0,6e_{iA} + 0,4 e_{iB} \geq 0,4 e_{iA}$$

Onde e_{iA} e e_{iB} são as excentricidades iniciais nas extremidades do pilar e e_{iA} é suposta sempre positiva e maior que $|e_{iB}|$ e e_{iB} é negativa se elas forem de sentidos opostos.

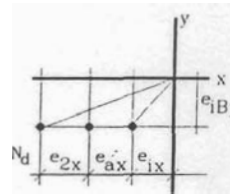
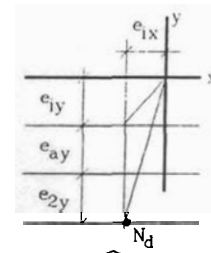
Então tem-se que:

$$e_{iBx} = \begin{cases} 0,6 \times 3,44 + 0,4 \times (-1,71) = 1,38 \text{ cm} \\ 0,4 \times 3,44 = 1,38 \text{ cm} \end{cases}$$

$$e_{iBy} = \begin{cases} 0,6 \times 1,12 + 0,4 \times (-0,56) = 0,45 \text{ cm} \\ 0,4 \times 1,12 = 0,45 \text{ cm} \end{cases}$$



situação de projeto

④
situação de cálculo⑤
situação de cálculo**FIGURA 7.28 - Combinação das excentricidades para a seção intermediária**

A determinação da armadura deve ser feita para o maior valor de ω , considerando flexão oblíqua composta para os cinco casos indicados. O processo de determinação do valor de ω é igual ao apresentado anteriormente, para os pilares internos. Determinado o valor de ω obtém-se o valor de armadura, também por processo igual ao mostrado anteriormente (P05 e P08).

c) Pilares de extremidade → P02 = P06 = P09 = P11 (20x25)

P06

1º. tramo (térreo → 1º. tipo)

Na figura 7.29 tem-se a somatória de ações e a seção transversal do pilar P06.

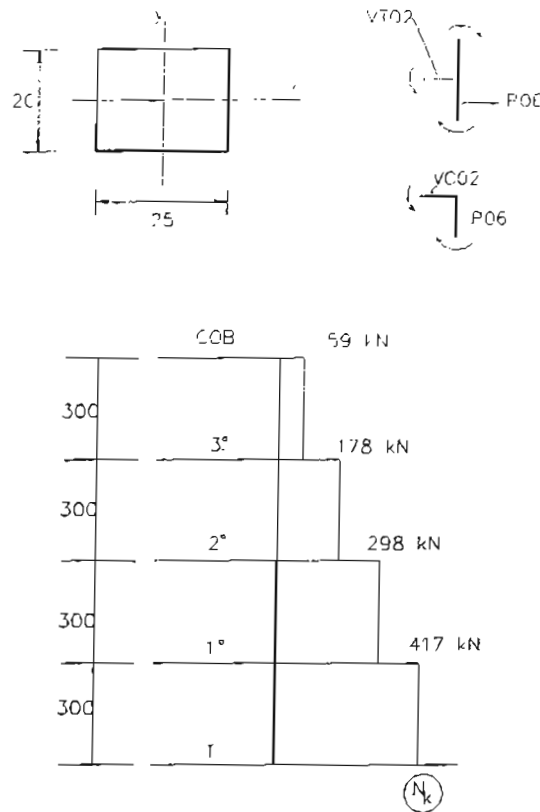


FIGURA 7.29 - Somatória de ações nos pavimentos e seção transversal do pilar P06

$$\ell_e = 300 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{\ell_e \sqrt{12}}{a} = \frac{300 \sqrt{12}}{25} = 42$$

$$\lambda_y = \frac{\ell_e \sqrt{12}}{b} = \frac{300 \sqrt{12}}{20} = 52$$

Como λ_y e λ_x são maiores que 40 deve ser considerado o efeito de 2ª. ordem, nas duas direções.

As excentricidades acidentais são dadas por:

$$e_{ax} = \frac{h}{30} = \frac{25}{30} = 0,83 \text{ cm} < 2 \text{ cm}$$

$$e_{ay} = \frac{h}{30} = \frac{20}{30} = 0,67 \text{ cm} < 2 \text{ cm}$$

- Cálculo do momento fletor nos tramos superior e inferior do pilar e excentricidades iniciais

$$e_i = \frac{M_{topo}}{N_{i+1}}$$

$$M_{inf} = M_{eng} \frac{r_{inf}}{r_{vig} + r_{inf} + r_{sup}}$$

$$M_{sup} = M_{eng} \frac{r_{sup}}{r_{vig} + r_{inf} + r_{sup}}$$

onde:

M_{eng} - momento no apoio extremo da viga junto ao pilar de extremidade supondo engastamento perfeito.

$$M_{base} = M_{isup} + \frac{1}{2} M_{(i+1) inf}$$

$$M_{topo} = M_{(i+1) inf} + \frac{1}{2} M_{isup}$$

1º. tramo (térreo → 1º. tipo)

$$N_k = 417 \text{ kN}$$

Excentricidade inicial devido à VT02

Seção de topo

$$e_{ix} = \frac{1220}{417} = 2,93 \text{ cm}$$

Seção da base

$$e_{ix} = \frac{610}{417} = 1,46 \text{ cm}$$

Excentricidade inicial devido a VT10

Seção de topo

$$e_{iy} = 0$$

Seção da base

$$e_{iy} = 0$$

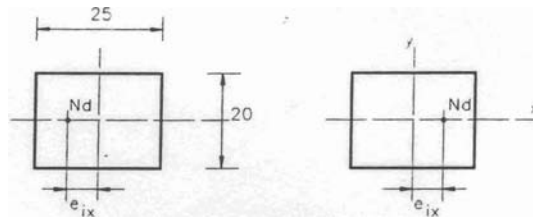


FIGURA 7.30 - Excentricidade inicial para o pilar P06

Cálculo de v_d

$$v_d = \frac{N_d}{A_c f_{cd}} = \frac{1,4 \times 417}{20 \times 25 \times \frac{2,0}{1,4}} = 0,82$$

$$e_{2x} = \frac{\ell_e^2}{10} \times \frac{0,0035 + \frac{f_{yd}}{E_s}}{(\nu + 0,5)h} = \frac{300^2}{10} \times \frac{0,0035 + \frac{500}{1,15 \times 210000}}{(0,82 + 0,5) \times 25} = 1,52 \text{ cm}$$

$$e_{2y} = \frac{\ell_e^2}{10} \times \frac{0,0035 + \frac{f_{yd}}{E_s}}{(\nu + 0,5)h} = \frac{300^2}{10} \times \frac{0,0035 + \frac{500}{1,15 \times 210000}}{(0,82 + 0,5) \times 20} = 1,90 \text{ cm}$$

• Dimensionamento da armadura longitudinal

Seção de topo

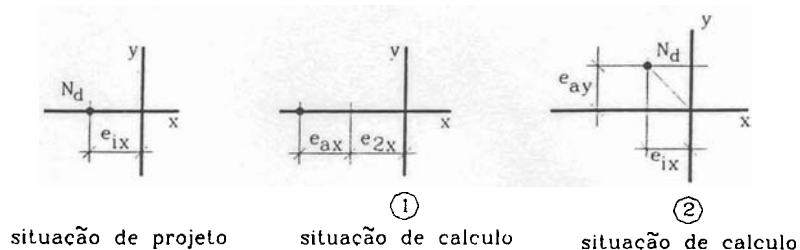


FIGURA 7.31 - Combinação de excentricidades para seção de topo do pilar P06

Seção intermediária

Como já foi especificado anteriormente, a NBR 6118 (1978) exige a consideração de uma excentricidade inicial dada por:

$$e_{i,int} = 0,6e_{iA} + 0,4 e_{iB} \geq 0,4 e_{iA}$$

Então tem-se que:

$$e_{iBx} = \begin{cases} 0,6 \times 2,93 + 0,4 \times (-1,46) = 1,17 \text{ cm} \\ 0,4 \times 2,93 = 1,17 \text{ cm} \end{cases}$$

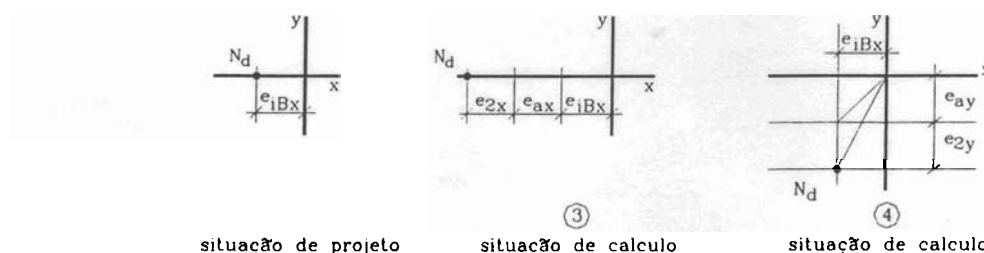


FIGURA 7.32 - Combinação das excentricidades para a seção intermediária do pilar P06

A determinação da armadura longitudinal deve ser feita para o maior valor de ω , considerando flexão normal composta para as situações (1) e (3), onde (3) é menos favorável; e flexão oblíqua composta para as situações (2) e (4), sendo (4) a menos favorável. O processo de determinação do valor de ω é igual ao apresentado anteriormente, para os pilares internos. Determinado o valor de ω obtém-se o valor da área de armadura, também por processo igual ao mostrado anteriormente (P05 e P08).

7.3 USO DO PROGRAMA TQS

O programa para análise estrutural de edifícios elaborado por TQS Informática Ltda, permite ao usuário grande liberdade de escolha, isto é, ele é constituído de vários módulos de cálculo, sendo eles: módulo de lajes, módulo de vigas e de pilares, onde dentro de cada um destes módulos o engenheiro pode adotar critérios próprios para o dimensionamento e detalhamento das armaduras.

Esta facilidade do software permite ao usuário dimensionar e detalhar um projeto, usando o programa, mas sem perder a sensibilidade do cálculo, pois como já foi dito o software segue os critérios que forem fornecidos pelo engenheiro projetista, além do que o usuário não se adapta ao software, mas sim o software se adapta a ele.

Portanto o programa TQS, se define como um meio informatizado para se realizar o cálculo usual (sem uso de programa computacional), e é claro que como programa computacional, ele apresenta diversas vantagens, como por exemplo, tornar o cálculo estrutural muito mais rápido e também eficiente, pois dimensiona todos os elementos, seja viga, laje ou pilar, enquanto que no cálculo usual, geralmente escolhe-se os elementos mais solicitados, para serem dimensionados.

Uma outra vantagem do uso do software, é com relação às possibilidades que se têm de detalhar várias vezes o mesmo elemento, adotando-se critérios de cálculo diferentes para efeito de comparação, pois sem assistência de computador tudo isto pode ser muito demorado, tornando talvez inviável uma análise mais detalhada.

Como todo programa computacional, ele possui algumas restrições, por exemplo, com relação ao detalhamento, as quais serão mostradas mais adiante.

O meio técnico nacional dispõe de outros programas computacionais encontrados comercialmente, porém, neste trabalho utiliza-se o programa elaborado pela TQS Informática Ltda, por estar disponível no Departamento de Engenharia de Estruturas, através da cessão de uso dos sistemas computacionais CAD/TQS - TQS Informática Ltda para a Escola de Engenharia de São Carlos - USP, sob o processo nº 97.1.1254.18.7.

7.4 DETALHAMENTO APRESENTADO PELO TQS

Foi realizado o detalhamento de laje, viga e pilar, segundo o programa TQS, do edifício exemplo, já analisado e detalhado anteriormente entretanto, agora, o edifício está com todas as lajes, de todos os pavimentos, todas as vigas e todos os pilares dimensionados e detalhados, para que o usuário deste trabalho, possa visualizar um projeto estrutural completamente detalhado e pronto para ser executado na obra.

É mostrada também uma comparação dos arranjos de armaduras de algumas vigas as quais foram dimensionadas por processos de cálculo diferentes, para que se possa observar que o elemento estrutural se comporta do modo como foi dimensionado se ele estiver adequadamente detalhado, indicando então que as disposições das armaduras nas peças estruturais são importantes para garantir o comportamento idealizado.

7.4.1 Detalhamento de laje

Para o detalhamento das lajes tanto do pavimento tipo como da cobertura adotaram-se alguns critérios os quais são descritos em seguida.

- coeficiente de majoração do concreto igual a 1,4 e coeficiente de minoração do aço igual a 1,15;
- cálculo dos esforços através de processo elástico (Czerny);
- cálculo de armadura mínima, segundo os critérios da NBR 6118, ver item 2.4 deste trabalho;
- τ_{vu} e τ_c seguem o anexo da NBR 7197, item 2.4.

Nas figuras 7.33 e 7.34 podem-se observar o detalhamento das armaduras da laje do pavimento tipo. A armadura positiva apresenta um gancho dentro da viga com comprimento igual a $h - 2$ cm, enquanto que do outro lado a barra termina na face da viga. Outro detalhe observado é que no detalhamento apresentado pelo TQS, não existe uma linha de chamada a qual indica onde as barras devem ser distribuídas, diferente do que está apresentado na figura 7.11. Este detalhe parece importante pois

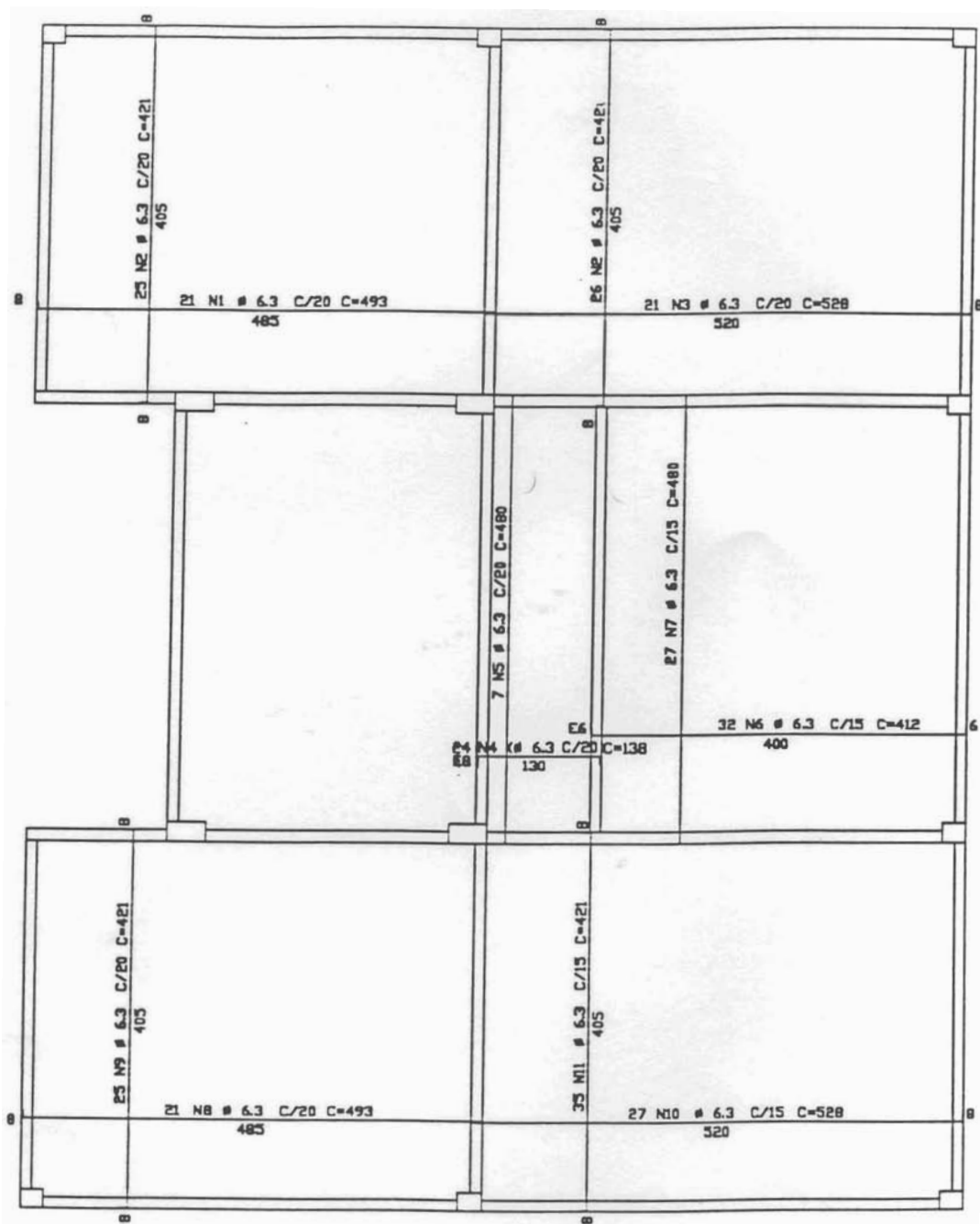
facilita a distribuição das barras na obra. Os comprimentos das barras são dados pelo vão livre (463 cm) mais a espessura da viga (b_w) menos os cobrimentos, mais o gancho.

Na figura 7.34 observam-se os detalhes das armaduras negativas, as quais apresentam barras alternadas, com ganchos nas extremidades, os quais apresentam comprimento igual a $h - 2\text{cm}$. Os comprimentos das barras negativas, ou seja, a maneira como foram calculados não se encontra definido no manual do TQS.

Observa-se que o TQS apresenta a possibilidade de adotar armadura negativa nas bordas da laje para limitar as aberturas de fissuras, onde esta armadura possui ganchos nas duas extremidades com comprimentos iguais a $h - 2\text{cm}$, mesmo no lado da viga.

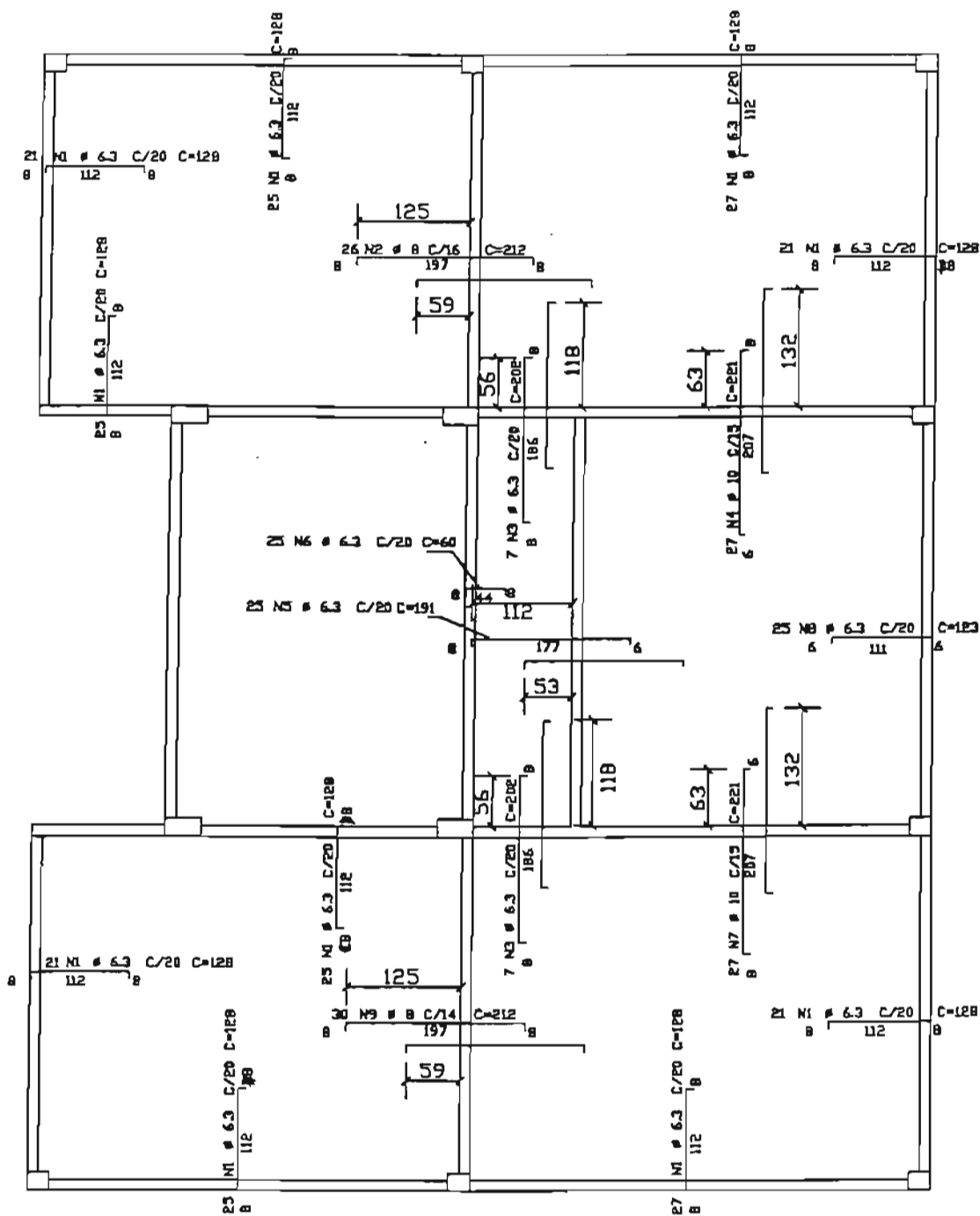
Outro recurso usado do TQS, foi a apresentação das curvas de deslocamento, onde na figura 7.35 pode-se perceber que a viga VT09 não contribui para diminuir o deslocamento da laje mas, parece estar apoiada na laje contribuindo ainda mais para aumentar o deslocamento. Para se obter as curvas de deslocamentos foi adotado o processo de grelha, pois só assim o programa tem condições de gerar as curvas.

Além disso o TQS fornece curvas de isomomentos onde é possível se observar a distribuição dos momentos nas lajes.



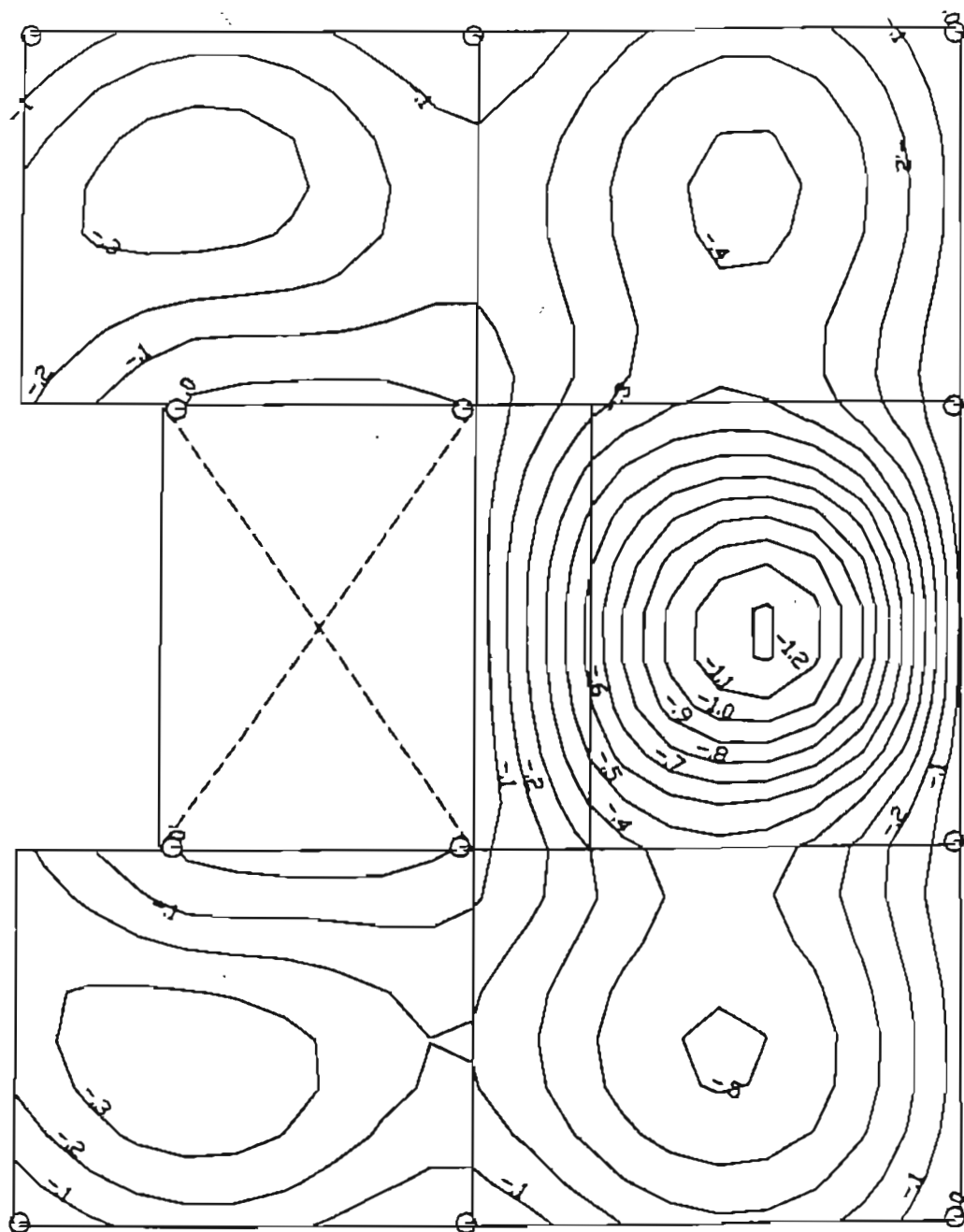
Esc. 1:75

FIGURA 7.33 - Detalhamento de armadura positiva da laje do pavimento-tipo



Esc. 1:75

FIGURA 7.34 - Detalhamento de armadura negativa da laje do pavimento-tipo



Esc. 1:75

FIGURA 7.35 - Detalhe do deslocamento das lajes do pavimento-tipo, fornecido pelo TQS
(deslocamentos em cm)

7.4.2 Detalhamento de viga

As vigas dos pavimentos tipos foram dimensionadas, neste trabalho, por quatro processos de análise diferentes, sendo eles: processo simplificado da NBR 6118 (1978), viga contínua, pórtico simplificado e pórtico espacial, sendo que para cada processo foram obtidos arranjos de armaduras com características peculiares ao processo de cálculo.

O processo simplificado da NBR 6118 (1978), pode ser observado no item 7.2.2, deste trabalho.

O cálculo como viga contínua, implica em considerar os pilares somente como apoios para os tramos das vigas sendo que o momento nos pilares de extremidade é adotado igual a zero.

O modelo de pórtico simplificado adotado pelo TQS considera pórtico indeslocável para translação horizontal, indeslocabilidade na direção vertical e possibilidade de rotação em cada apoio, considerando os dois vãos adjacentes e o pilar inferior e superior.

O processo de dimensionamento considerando pórtico tridimensional, gera as ações verticais e horizontais (neste cálculo não foi considerada a ação de vento), transferindo todos estes esforços para o dimensionamento e detalhamento das vigas e pilares. Neste processo de cálculo, são consideradas as rigidezes dos pilares no cálculo dos momentos fletores que ocorrem nas extremidades das vigas. Na verdade esta análise é a que mais se aproxima do comportamento real da estrutura pois, na prática os elementos estruturais estão interligados entre si, trabalhando em conjunto.

Para estes quatro processos de análise os critérios de dimensionamento e detalhamento são os mesmos, exceto as considerações que foram especificadas anteriormente.

Os critérios adotados foram os seguintes:

- coeficiente de majoração dos esforços solicitantes igual a 1,4; coeficiente de minoração do aço igual a 1,15;
- abertura de fissura limite igual a 0,30 mm;

- caso o momento negativo ou positivo apresente valor menor que $\frac{b_w h^2}{250}$, é adotado este valor de momento para o dimensionamento da armadura;
- limite de armadura mínima, segue a NBR 6118 (1978), ver especificações, no item 3.3, deste texto;
- cálculo de flechas é feito no estágio II, com consideração da deformação lenta;
- limitação do espaçamento entre os estribos é especificado como sendo $d/2$;
- adota-se o valor de 0,25 da cortante, para o cálculo do A_s junto ao pilar;
- A_s no apoio de acordo com a NBR 6118 (1978), item 5.2.1, deste trabalho;
- Armadura de suspensão sempre somada ao A_{sw} (armadura transversal);
- τ_{wd} e τ_c , calculados de acordo com a NBR 6118 (1978), item 3.3, deste trabalho;
- deslocamento do diagrama de momento fletor de acordo com a NBR 6118 (1978), item 3.3, deste trabalho;
- uso de grampos nas faces externas das vigas, quando os apoios (pilares) apresentarem largura que não permita ancoragem.

7.4.2.1 Comparação entre os esforços obtidos nas vigas devido aos diversos processos de cálculo adotados

Para efeito de comparação entre resultados foram consideradas as vigas VT01, VT05, VT09 e VT10 do pavimento-tipo

Com o intuito de facilitar a visualização dos valores de momentos fletores positivos e negativos, obtidos em cada processo, montou-se um esquema onde esses momentos podem ser observados, figuras 7.36 a 7.39.

A comparação dos processos foi sempre feita com relação ao processo indicado na NBR 6118 (1978), pois este processo é o que foi adotado no cálculo feito sem assistência de programa computacional.

	P01	462	P02	510	P03	
NBR 6118 (1978)	14,83		34,26	34,26	18,49	M_k^-
VIGA CONTINUA	7,68	13,09	41,59	41,59	7,68	M_k^-
PORTICO SIMPLIFICADO	7,95	20,47	35,06	37,55	11,84	M_k^+
PORTICO TRIDIMENSIONAL	17,33	16,36	30,65	33,77	22,22	M_k^-
		20,47		25,56		M_k^+

FIGURA 7.36 - Comparação dos esforços para os vários processos de cálculo para VT01

Comparando-se o processo de cálculo de viga contínua com o método simplificado da NBR 6118 (1978), observa-se que a viga contínua apresenta maior valor de momento negativo no apoio intermediário, enquanto que nos apoios extremos o momento apresentado é igual a 7,68 tf.m, que corresponde ao valor calculado segundo a expressão apresentada anteriormente $\frac{b_w h^2}{250}$, o que significa que o momento neste apoio é menor, no caso igual a zero e, portanto, tem-se maior valor de momento positivo no centro do vão.

No modelo de pórtico simplificado, percebe-se que o valor do momento negativo no apoio extremo é maior, devido ao fato de ser considerada a rigidez do pilar, então o momento positivo no vão diminui.

No cálculo como pórtico tridimensional os momentos de engastamento nos pilares extremos aumentam aproximando ainda mais dos valores obtidos com processo indicado pela NBR 6118 (1978).

Para a viga VT05, figura 7.37, o momento positivo apresentado pelo método simplificado da NBR 6118 (1978) é maior, pois considera, viga biapoiada, onde o momento nos dois apoios extremos é considerado igual a zero e o momento positivo é calculado a partir da expressão $\frac{(g+q)\ell^2}{8}$. Com a consideração de viga contínua, observa-se que o momento positivo é praticamente igual a $\frac{(g+q)\ell^2}{8}$, com exceção

aos momentos negativos os quais são adotados iguais a $7,68 \text{ kN.m} \left(\frac{b_w h^2}{250} \right)$.

No caso de pórtico simplificado é considerada a rigidez do pilar, portanto, o momento positivo diminui, enquanto que no pilar observa-se a existência de um valor de momento negativo e no lado da viga este momento é igual a zero.

Na análise pelo pórtico tridimensional tem-se um momento de engastamento no lado em que o apoio é um pilar, enquanto no outro lado onde o apoio é a viga tem-se momento igual a $7,68 \text{ kN.m} \left(\frac{b_w h^2}{250} \right)$, pois o valor de momento deve ser menor em comparação ao lado do pilar.

	P10		VT03	
NBR 6118 (1978)		391	0	M_k^-
		24,21		M_k^+
VIGA CONTINUA	7,68		7,68	M_k^-
		22,57		M_k^+
PORTICO SIMPLIFICADO	6,17		0	M_k^-
		19,49		M_k^+
PORTICO TRIDIMENSIONAL	16,77		7,68	M_k^-
		22,57	0	M_k^+

FIGURA 7.37 - Comparação entre os esforços para a viga VT05

Com relação à viga biapoiada VT09, cujos apoios são as duas vigas, pode-se observar na figura 7.38 que o momento positivo é igual para os três métodos e muito próximo do valor obtido pela NBR 6118 (1978), pois como a viga é apoiada em outras duas vigas, não ocorre mudança com relação a consideração da rigidez dos apoios.

	VT03	470	VT02	
NBR 6118 (1978)	0		0	M_k^-
		43,54		M_k^+
VIGA CONTINUA	7,68		7,68	M_k^-
		39,35		M_k^+
PORTICO SIMPLIFICADO	0		0	M_k^-
		39,35		M_k^+
PORTICO TRIDIMENSIONAL	7,68		7,68	M_k^-
		39,35		M_k^+

FIGURA 7.38 - Comparação entre os esforços para a viga VT09

Para finalizar apresenta-se a comparação entre os esforços da viga VT10, figura 7.39.

	P12	395	P09	462	P06	395	P03		
NBR 6118 (1978)	6,61		21,05	21,10		19,86	19,86	5,98	M_k^-
		11,06		0		11,06			M_k^+
VIGA CONTINUA	7,68		21,23	21,23		21,23	21,23	7,68	M_k^-
		13,60		10,10		13,60			M_k^+
PORTICO SIMPLIFICADO	3,69		20,72	20,50		20,50	20,72	3,69	M_k^-
		12,83		10,10		12,83			M_k^+
PORTICO TRIDIMENSIONAL	9,66		18,01	20,52		20,20	18,52	9,01	M_k^-
		12,83		10,16		12,83			M_k^+

FIGURA 7.39 - Comparação entre os esforços para a viga VT10

Analisando a figura 7.39 vê-se que os momentos positivos são praticamente iguais quando se usam os modelos da NBR 6118, pórtico simplificado e pórtico tridimensional, pois nestes três processos é considerado um valor de momento negativo nos apoios de extremidade enquanto que no processo de viga contínua os pilares extremos são considerados somente como apoios não sendo considerada a rigidez destes elementos e portanto levando a valores de momentos positivos maiores com relação aos outros métodos.

Como já foi dito anteriormente, o detalhamento da armadura deve estar de acordo com as hipóteses adotadas no cálculo pois caso isto não ocorra, as condições impostas no dimensionamento não estão sendo cumpridas. Fez-se uma análise das

vigas expostas anteriormente com relação ao arranjo das armaduras, sendo que a principal observação a ser feita é que quando comparam-se os arranjos de armaduras propostos para as vigas pelo vários modelos de dimensionamento, verifica-se que a diferença está no comprimento de ancoragem adotado para as barras da armadura da viga no pilar.

Quando se trata de pórtico simplificado, pórtico tridimensional e NBR 6118 (1978), o comprimento do gancho é maior garantindo, então, o engastamento da viga no pilar, enquanto que para o método de viga contínua é adotado um comprimento de gancho para garantir somente a ancoragem da barra.

O detalhamento das vigas do pavimento-tipo segundo o processo de pórtico tridimensional pode ser observado nas figuras 7.40 a 7.43, enquanto que as vigas dimensionadas e detalhadas pelo processo de viga contínua são vistas nas figuras 7.44 a 7.47 e as vigas dimensionadas e detalhadas pelo processo do pórtico simplificado, nas figuras de 7.48 a 7.51,

Como pode-se observar ao longo das análises dos esforços atuantes nas vigas devido aos processos de cálculo especificados anteriormente, pode-se concluir que o processo que mais se aproxima do método da NBR 6118 (1978) é o processo de pórtico tridimensional, portanto o detalhamento das vigas do pavimento tipo que são apresentados em seguida estão de acordo com o modelo de pórtico tridimensional.

Observando-se a VT01 (tipo), percebe-se que o detalhamento apresenta todos os comprimentos de barras, com indicação de seção transversal, ganchos, facilitando o entendimento do arranjo da armadura.

Analisando a VT05 e VT09, verifica-se o uso de grampos na extremidade, este é um dos critérios proposto pelo TQS para ancoragem de barras quando o apoio não possuir espaço suficiente para a ancoragem das barras. Portanto, estes grampos na horizontal complementam a ancoragem sendo adotados na região inferior (armadura positiva) nas extremidades das vigas que se apoiam em vigas (exemplo VT05), e na região superior nos extremos de vigas em balanço (exemplo VT02).

Os critérios para determinação da área das barras e do comprimento dos grampos podem ser vistos no manual CAD/VIGAS - Critérios de projeto e arquivo de instalação, da TQS Informática Ltda.

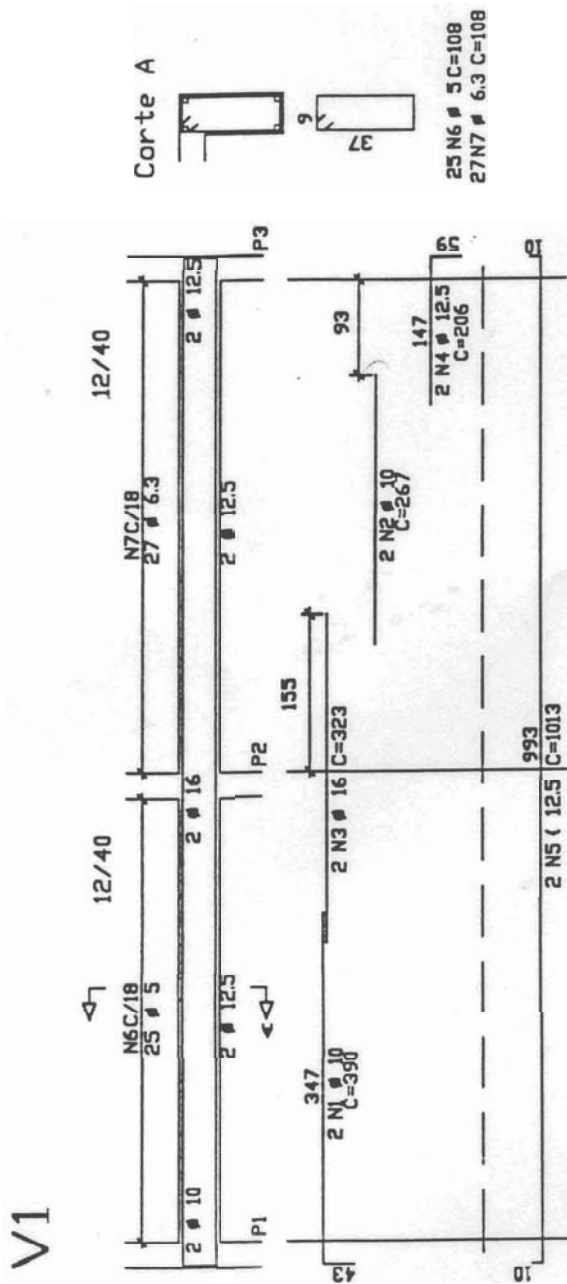


FIGURA 7.40 - Detalhe de armadura da viga V1

escala 1:75

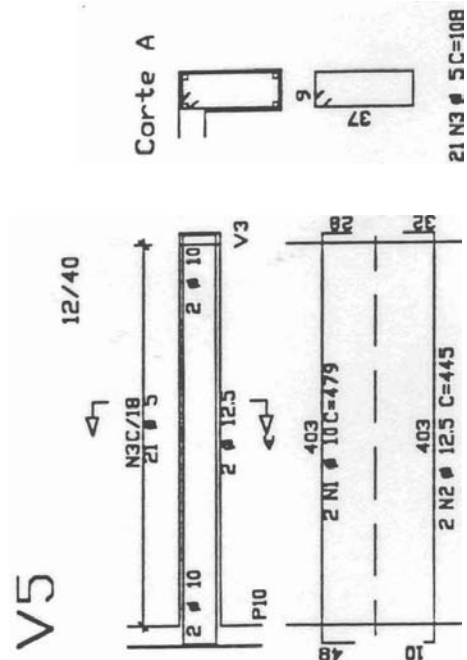


FIGURA 7.41 - Detalhe de armadura da viga V5

escala 1:75

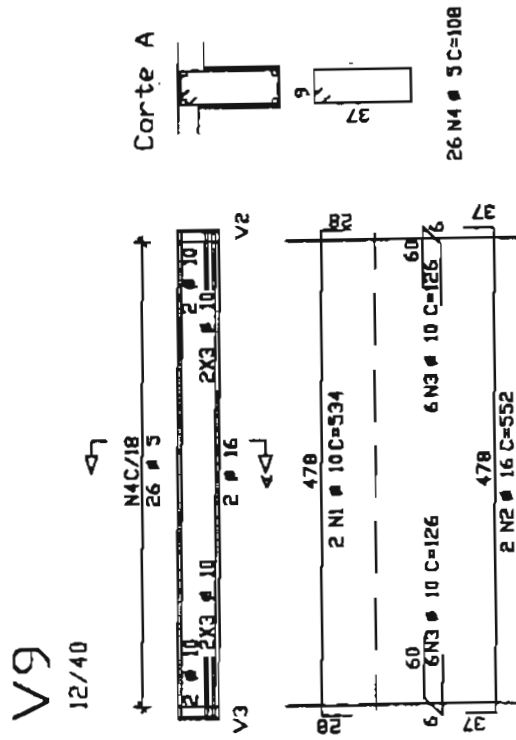


FIGURA 7.42 - Detalhe de armadura da viga V9

escala 1:75

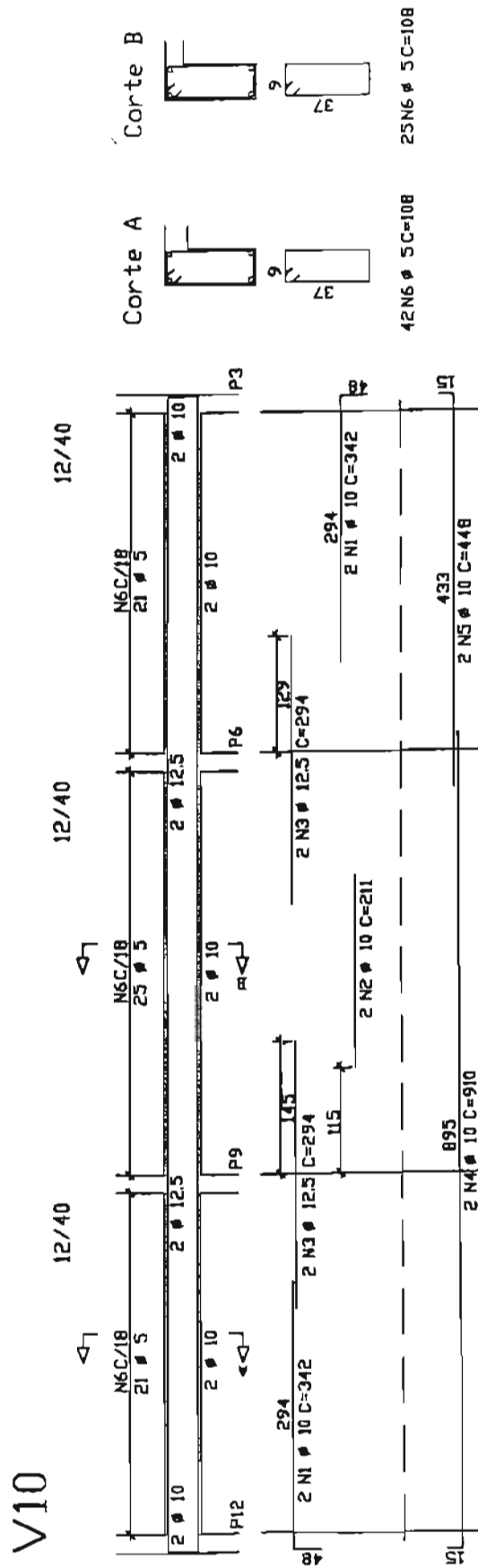


FIGURA 7.43 - Detalhe de armadura da viga V10

escala 1:75

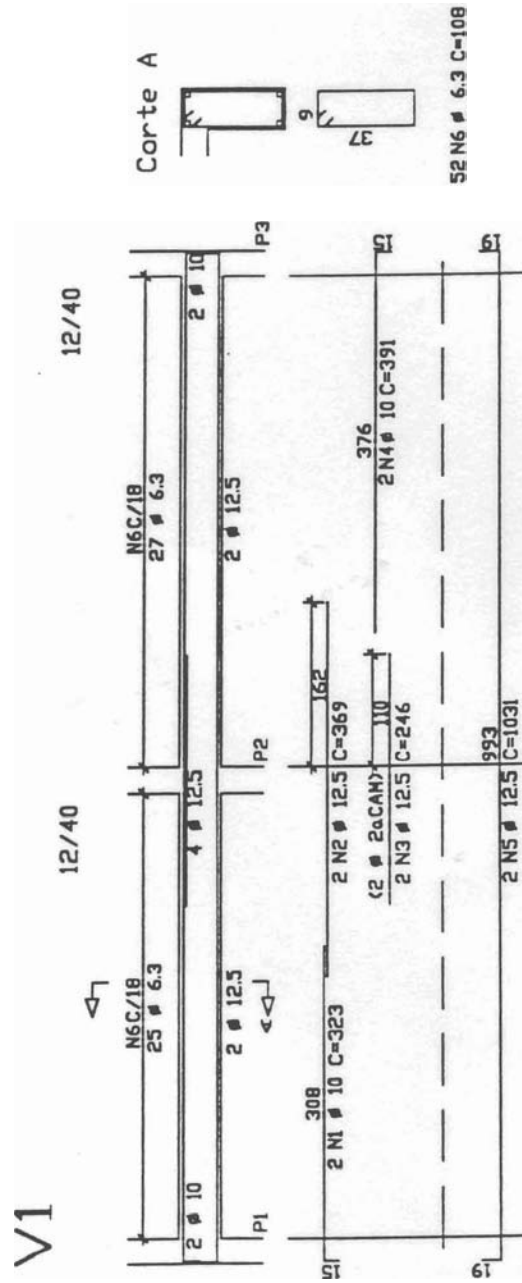


FIGURA 7.44 - Detalhe de armadura da viga V1 (viga continua)

escala 1:75

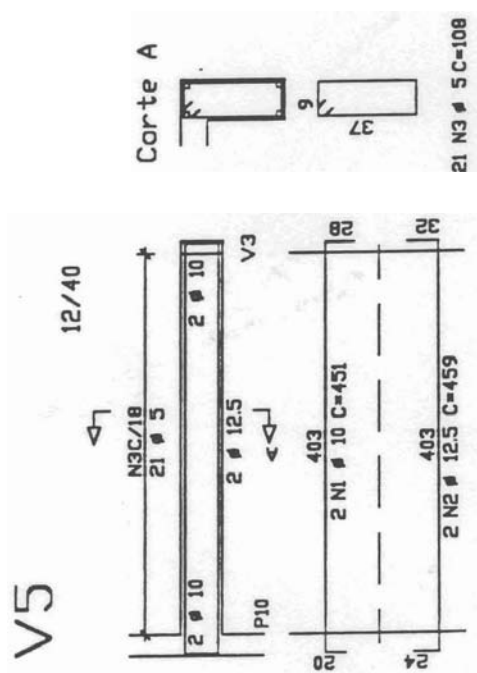


FIGURA 7.45 - Detalhe de armadura da viga V5 (viga contínua)

escala 1:75

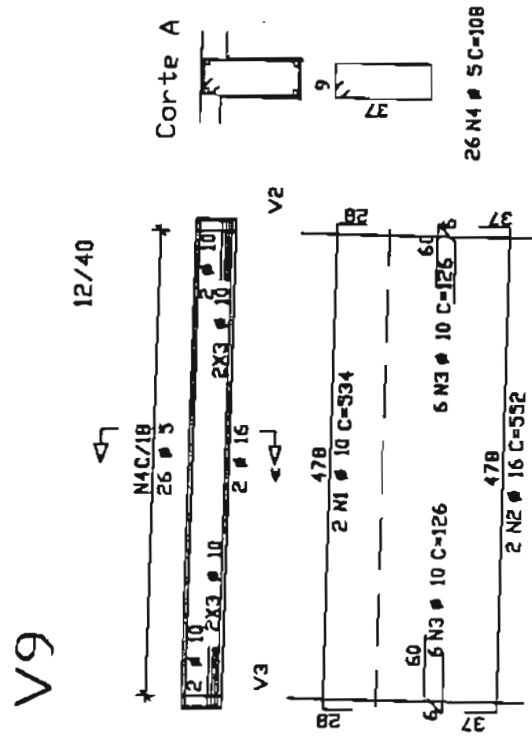


FIGURA 7.46 - Detalhe de armadura da viga V9 (viga contínua)

escala 1:75

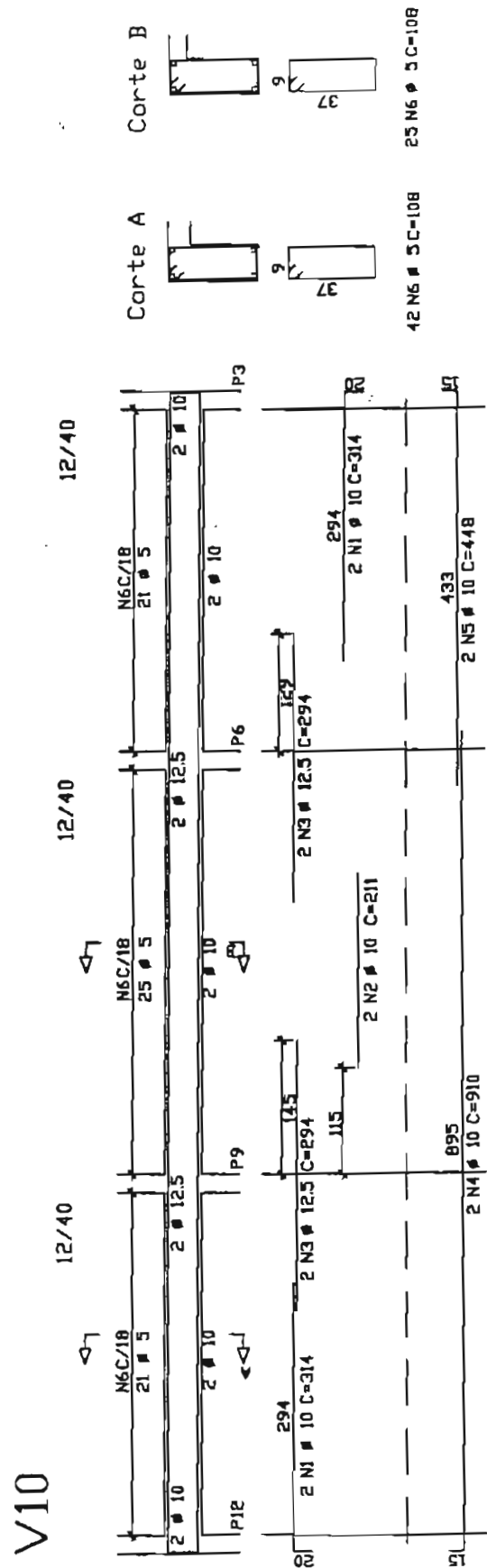


FIGURA 7.47 - Detalhe de armadura da viga V10 (viga continua)

escala 1:75

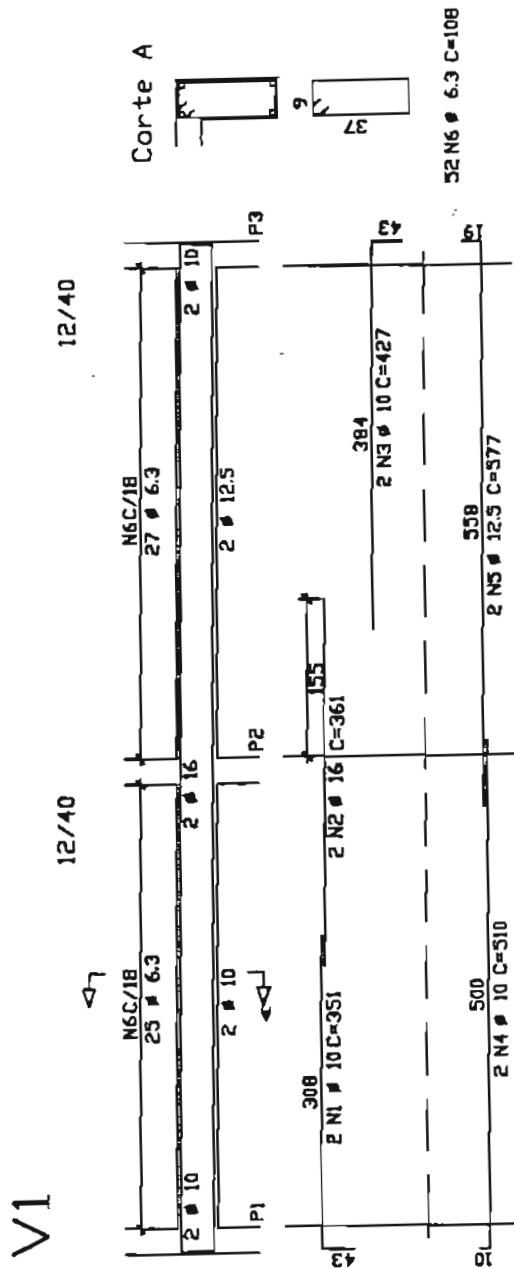


FIGURA 7.48 - Detalhe de armadura da viga V1 (pórtico simplificado)

escala 1:75

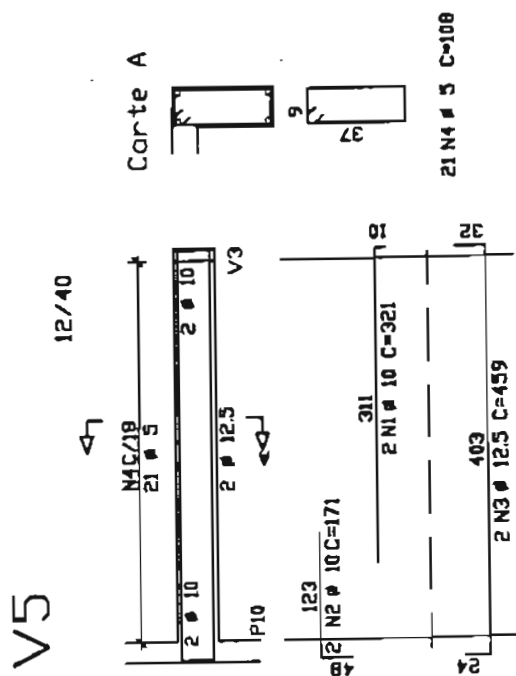


FIGURA 7.49 - Detalhe de armadura da viga V5 (pórtico simplificado)

escala 1:75

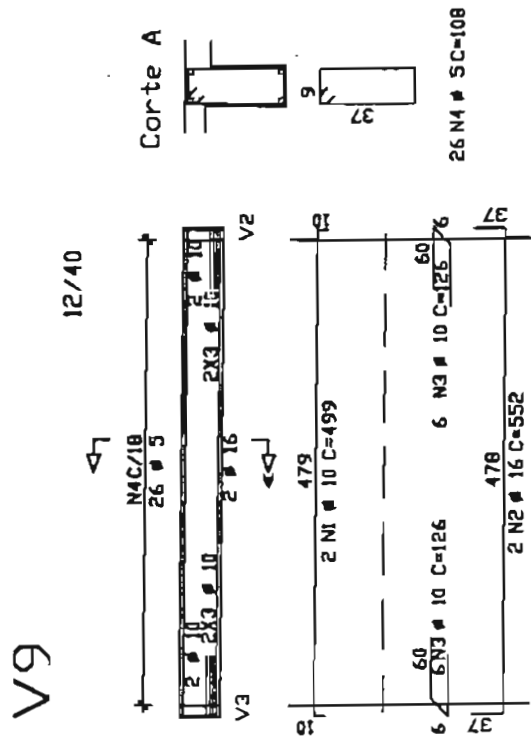


FIGURA 7.50 - Detalhe de armadura da viga V9 (pórtico simplificado)

escala 1:75

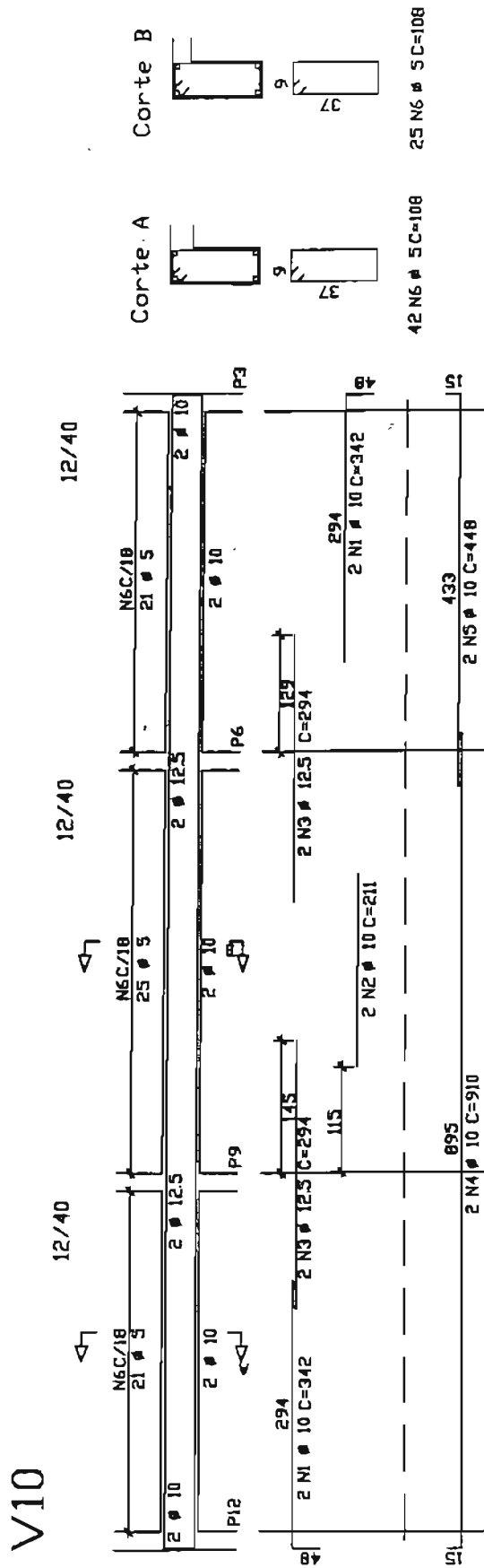


FIGURA 7.51 - Detalhe de armadura da viga V10 (pórtico simplificado)

escala 1:75

7.4.3 Detalhamento de pilares

O dimensionamento e detalhamento dos pilares está baseado nos seguintes critérios:

- cobrimento da armadura = 1,5 cm;
- $\gamma_s = 1,15$ e $\gamma_c = 1,40$;
- porcentagem de armadura máxima na seção igual a 3%;
- porcentagem de armadura mínima igual a 0,8%;
- consideração do efeito de 2ª ordem, para $\lambda > 40$;
- excentricidade acidental mínima (e_d) igual a 2 cm.

O detalhamento dos pilares P01 ao P02 e P05, podem ser observados nas figuras 7.52 a 7.54.

Analisando-se o detalhamento do pilar P01, figura 7.52, observa-se que o programa TQS não apresenta as cotas dos níveis, dificultando um pouco a execução, além do que, não cota o comprimento de traspasse.

P1

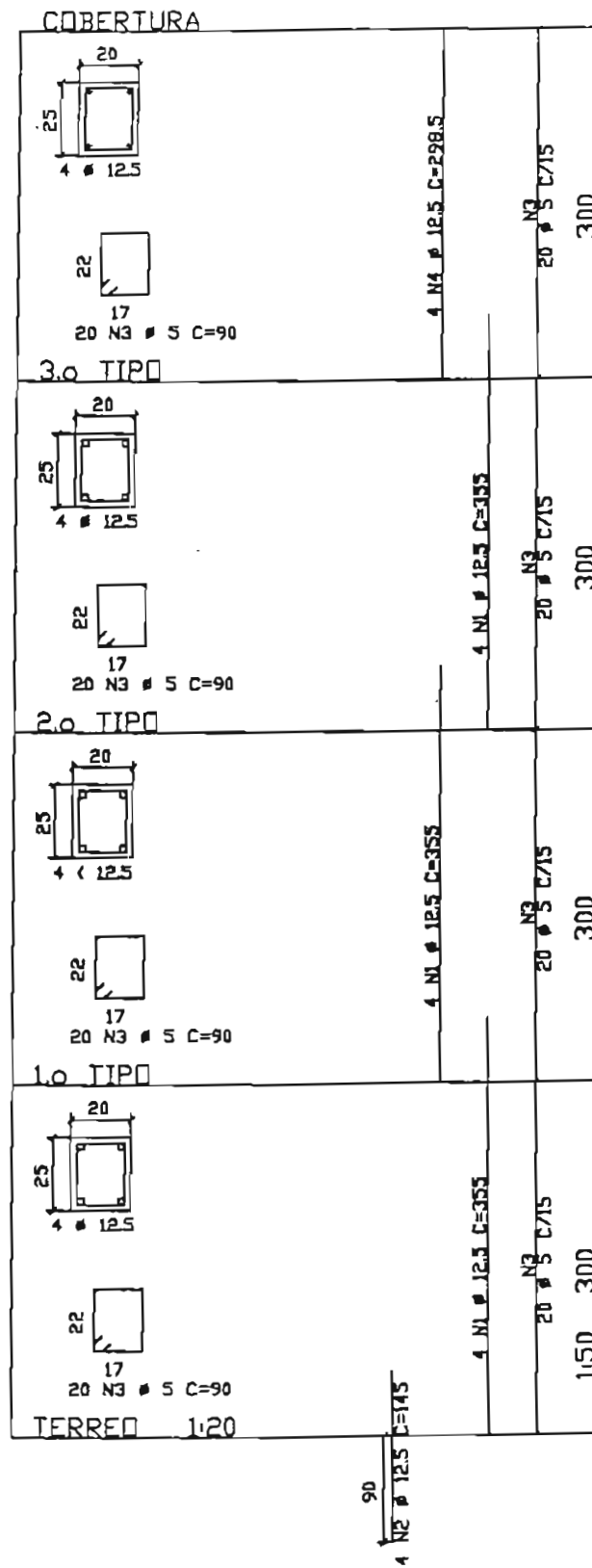


FIGURA 7.52 - Detalhe de armadura do pilar P1

escala 1:25

P2

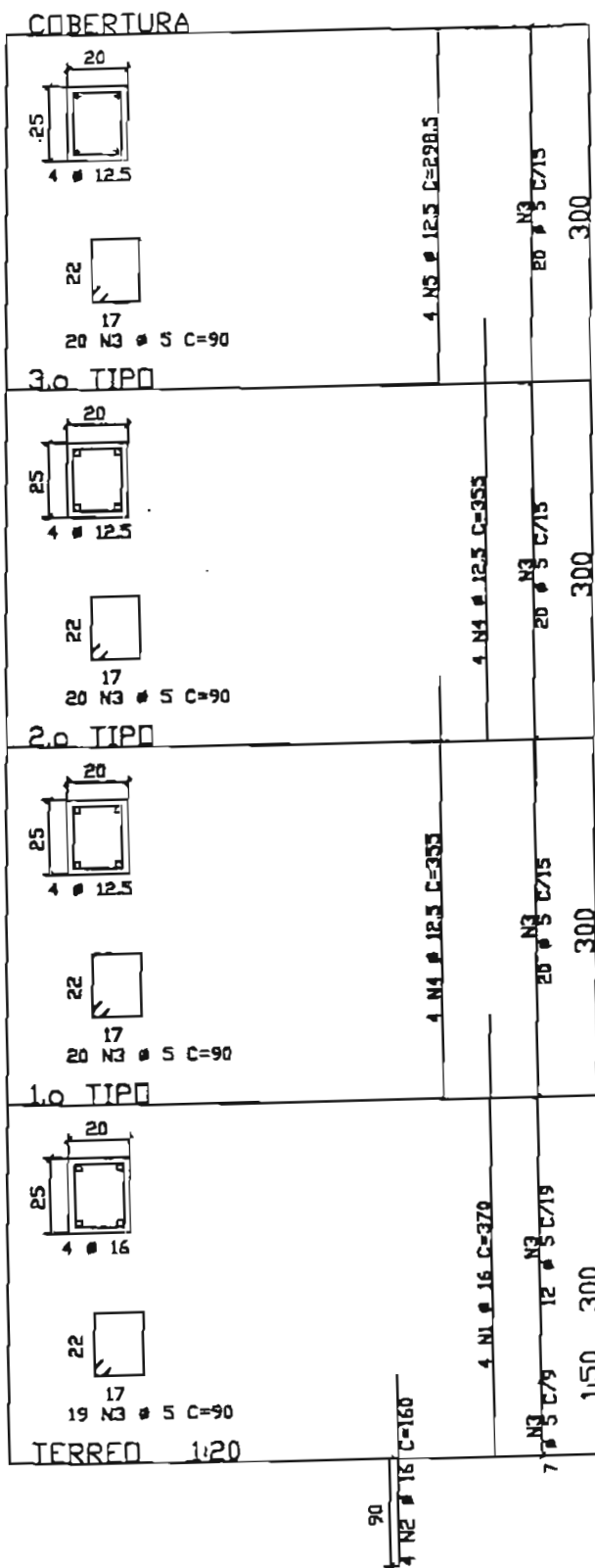


FIGURA 7.53 - Detalhe de armadura do pilar P2

escala 1.25

P5

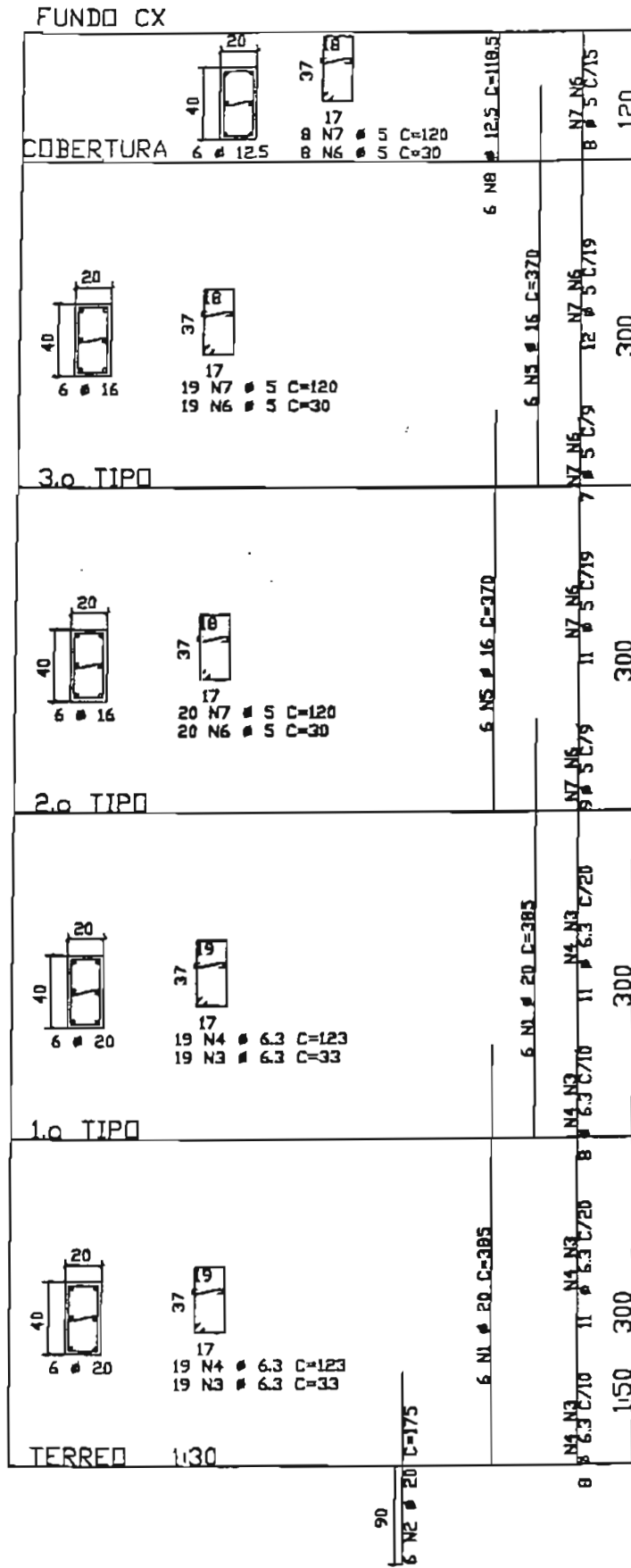


FIGURA 7.54 - Detalhe de armadura do pilar P5

escala 1:25

8 CONCLUSÃO

Neste trabalho foram apresentados arranjos de armaduras para os elementos estruturais de edifícios, laje, viga e pilar, juntamente com alguns critérios de análise estrutural. Os arranjos apresentados são de fácil utilização por parte dos usuários.

Dentro dos arranjos apresentados muitos deles já são usuais, entretanto apresentaram-se alguns arranjos alternativos baseados em análises experimentais recentes.

No capítulo 2 foi apresentado detalhe de armadura para engastamento de laje em viga, onde é especificada a área e o comprimento necessário da armadura para ancoragem, armadura de proteção nas bordas livres das lajes, armaduras para lajes em balanços e arranjo de armadura para lajes com aberturas, todos eles baseados no Texto Base para Revisão da NBR 1 (1997). Lembra-se que estes arranjos não são especificados na NBR 6118 (1978).

Com relação às vigas, foram apresentados dois arranjos alternativos, um deles se refere ao uso de armadura longitudinal posicionada no centro da seção transversal das vigas, contribuindo para absorver parte da força cortante, trabalhando juntamente com o concreto e os estribos transversais. É um detalhe relativamente fácil de ser construído em obra, colaborando com a capacidade da seção transversal em absorver força cortante, quando se tem taxas altas de armadura transversal.

No texto foram fornecidas as expressões para o cálculo da parcela de contribuição das barras longitudinais, juntamente com as expressões para determinar a área desta armadura necessária.

Outro arranjo alternativo apresentado é para vigas superarmadas, isto é, vigas que apresentam maior taxa de armadura longitudinal do que o permitido pelo ACI.. Como o uso de viga superarmada não é recomendado devido ao colapso frágil apresentado por elas, apresentou-se o dimensionamento de armadura de confinamento na região comprimida da viga. A viga assim projetada e detalhada não deve apresentar colapso frágil.

Nas lajes maciças armadas com barras isoladas ou com telas soldadas, a ancoragem é muito importante, pois garante a segurança estrutural da peça. A ancoragem das telas soldadas geralmente é feita introduzindo-se um nó soldado nos apoios, entretanto, este detalhe dificulta a execução na obra. Para tentar diminuir estas dificuldades apresentou-se detalhe de ancoragem reta com comprimento de ancoragem igual a 10ϕ a partir da face interna da viga. Como o estudo ainda não está completo, este detalhe tem apenas caráter ilustrativo dependendo do término do estudo, para indicar se pode ou não ser adotado.

Ainda dentro dos arranjos alternativos apresentou-se o uso de barras emendadas por traspasse, espaçadas entre si, onde é indicado espaçamento ótimo de 5ϕ para as barras, de modo que elas desenvolvam boa resistência de aderência.

Como complementação do trabalho foi apresentado o projeto estrutural de um edifício de pequena altura, onde foi feita a determinação das ações, o dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais.

O uso do programa de processamento, devido à sua rapidez, viabiliza a verificação de várias alternativas de forma estrutural, permitindo ao projetista escolher melhor a forma estrutural do edifício, pois pode visualizar os deslocamentos da estrutura e os comportamentos dos seus elementos estruturais. No projeto sem utilização de programas computacionais este recurso é, praticamente, impossível.

Fazendo-se uma análise dos vários arranjos apresentados, pode-se perceber o quanto é complexo afirmar qual é melhor para determinada situação, pois são muitos os fatores que influenciam, além dos critérios adotados pelo projetista.

A proposta de um novo arranjo de armadura deve estar sempre baseada em ensaios experimentais, os quais devem levar em conta não só as condições de laboratório, mas as condições do canteiro de obra, pois é lá que o arranjo de

armadura será executado.

Observou-se que o detalhamento da armadura é consequência direta das hipóteses de cálculo adotadas e, portanto, pode-se concluir que assim como é importante usar métodos precisos de cálculo para obter corretamente os esforços solicitantes, é importante garantir o correto posicionamento da armadura nos elementos estruturais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMED, P.C. (1995). *Associação do cálculo elástico com a teoria das charneiras plásticas para lajes retangulares com uma borda livre*. São Carlos. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1992). *ACI manual of concrete practice*. Detroit. Part 3.

ANTUNES, H. M. C. C.; SOUZA, J. C. A. O. (1988). *Processo de Cross*. São Carlos, EESC - USP.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1978). *NB 1/78 - Projeto e execução de obras de concreto armado*. Rio de Janeiro, ABNT.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1994). *NB 1 - Texto base para revisão da NBR 6118/78*.

BACARJI, E. (1993). *Análise de estruturas de edifícios: projetos de pilares*. São Carlos. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

BAIKOV, V.; SIGALOV E. (1981). *Reinforced concrete structures: reinforced concrete strenght and members*. Moscow, Mir. v.1

BAIKOV, V.; SIGALOV E. (1983). *Reinforced concrete structures: design of buildings and structures*. Moscow, Mir. v.2

- BOCCHI JUNIOR, C.F. (1995). *Lajes nervuradas de concreto armado: projeto e execução*. São Carlos. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON (1991). CEB-FIP model code. *Bulletin D'Information*, n. 203-205, July.
- CORREA, M. R. S.; RAMALHO, M. A. (1993). Cálculo de pavimentos de edifícios utilizando-se o método dos elementos finitos. IN: JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL, 26., Montevideo, Uruguay, 15-19 nov. 1993. Memorias. Montevideo, CLAES/ ASAIE. v.1, p. 109-120
- CUNHA, A.J.P.; SOUZA, V.C.M. (1994). *Lajes em concreto armado e protendido*. Niterói, EDUFF, 580 p.
- DESAI, S.B. (1997). Combination of links and central bars as alternative shear reinforcement. *The Structural Engineer*, v.75, n.9, p.152-156.
- EUROCODE 2 (1992). *Design of concrete structures - Part 1: General rules and rules for buildings*. Brussels, CEN. 253 p. (ENV 1992-1-1)
- FUSCO, P.B. (1995). *Técnica de armar as estruturas de concreto*. São Paulo, Pini. 382p.
- GIONGO, J.S. (1993). *Concreto armado: ancoragem por aderência*. São Carlos. EESC-USP.
- GIONGO, J. S. (1994). *Concreto armado: estudo de pilares em edifícios*. São Carlos. EESC-USP. (Notas de aula da disciplina SET-157)
- GIONGO, J. S. (1996). *Concreto armado: projeto estrutural de edifícios*. São Carlos. EESC-USP.

- HAMAD, B.S.; MANSOUR, M.Y. (1996). Bond strength of noncontact tension lap splices. *ACI Structural Journal*, v.93, n.3, p. 316-326, May-June.
- KIANG-HWEE TAN, et al. (1996). Reinforce concrete T-beams with large web openings in positive and negative moment regions. *ACI Structural Journal*, v.93, n.3, p. 277-289, May-June.
- LANGENDONCK, T. M. (1975). *Teoria elementar das charneiras plásticas*. São Paulo, ABCP.
- LEONHARDT, F.; MÖNNIG E. (1978). *Construções de concreto: princípios básicos sobre a armação de estruturas de concreto armado*. Rio Janeiro, Interciência. v.3
- LUO, Y.H.; DURRANI, A.J.; BAI, S.; YUAN, J. (1994). Study of reinforcing detail of tension bars in frame corner connections. *ACI Structural Journal*, v.91, n.4, p. 486-496, July-August.
- MACGREGOR, J. G. (1988). *Reinforced concrete mechanics and design*. Englewood cliffs, Prentice Hall.
- ORTIZ, I. R. (1997). Estudo Experimental de nós externos de pórticos, modelagem em bielas e tirantes. IN: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 28. São Carlos, 1-5 de set. 1997. Estruturas e Fundações. São Carlos, Departamento de Engenharia de Estruturas, EESC-USP/ Associação Sulamericana de Engenharia Estrutural, v.2, p. 995.
- PARSEKIAN, G.A. (1996). *Cálculo e armação de lajes de concreto armado com a consideração do momento volvente*. São Carlos. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

- PINHEIRO, L.M. (1986). *Concreto armado: tabelas e ábacos*. São Carlos. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- PROMON Engenharia (1976). *Tabelas para dimensionamento de concreto armado (segundo NB 1/76)*. São Paulo, Mc Graw - Hill do Brasil.
- REZANSOFF, T.; ZHANG, S.; SPARLING, B.F. (1997). Influence of different stirrup configurations on lap splice in beams. *Canadian Journal of Civil Engineering*, v.24, n.1, p. 106-114, February.
- ROCHA (1972), A. M. (1972). *Novo curso prático de concreto armado*. Rio de Janeiro, Científica.
- SANTOS, E.G. (1979). *Estrutura: desenho de concreto armado*. 2.ed Taubaté, Calcitec. 4v.
- SARSAN, K.F.; AL-MUSAWI, J.M.S. (1992). Shear design of high-and normal strength concrete beams with web reinforcement; *ACI Structural Journal*, v.89, n.6, p.658-664, November-December.
- SILVA, R.C. (1991). *Concreto armado: aplicações de bielas e tirantes*. São Carlos. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- SIMÕES, R. (1997). *Vigas de concreto de alta resistência com abertura na alma*. Campinas. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas.
- SÜSSEKIND, J.C. (1987). *Curso de concreto: concreto armado*. Rio de Janeiro, v.2.
- ZIARA, M. M.; HALDANE, D.; KUTTAB, A. S. (1995). Flexural behavior of beams with confinement. *ACI Structural Journal*, v.92, n.1, p. 103-114, January-february.

TAKEYA, T.; HANAI, J. B.;LIMA, F. B. (1996). Estudo Experimental da Ancoragem de telas soldadas em lajes de concreto. Relatório técnico. USP - EESC