



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO
Escola Politécnica
Curso de Engenharia Civil
Departamento de Mecânica Aplicada e Estruturas

**AUTOMATIZAÇÃO DA VERIFICAÇÃO DE SEÇÕES DE CONCRETO ARMADO
SUBMETIDAS À FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA**

YURI MAGALHÃES CUNHA

Projeto de Graduação apresentado ao corpo docente do Departamento de Mecânica Aplicada e Estruturas da Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como requisito para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Aprovado por:

Sérgio Hampshire de Carvalho Santos
Prof. Associado, D.Sc., EP/UFRJ (Orientador)

Flávia Moll de Souza Judice
Prof. Adjunto, D.Sc., EP/UFRJ (Co-orientador)

Maria Cascão Ferreira de Almeida
Prof. Adjunto, D.Sc., EP/UFRJ

Henrique Innecco Longo
Prof. Associado, D.Sc., EP/UFRJ

Novembro / 2009

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador, Prof. Sérgio Hampshire de Carvalho Santos, pelos conselhos, pela paciência e pelos ensinamentos durante toda a minha vida acadêmica.

À minha co-orientadora, Prof.^a Flávia Moll de Souza Judice, pela paciência, pelo tempo dedicado e pela parceria durante o desenvolvimento desse trabalho.

À minha família, pelo apoio incondicional e necessário para que eu concluísse a graduação. Em especial ao meu Pai por estar sempre ao meu lado, e pelo exemplo de vida. À minha mãe por me ensinar todos os meus valores.

Às minhas tias, Sônia, Suely e Celina pelo amor, carinho e presença em todos os momentos importantes da minha vida.

À minha irmã Sophia, pela compreensão.

Às minhas primas, Daniela e Sabrina, pelo amor de irmão.

Às minhas amigas, Livia, Silvia, Josie, Mariana, Tatianna, Paula e Gabriela que estiveram comigo desde o começo da faculdade, pela amizade e pelos momentos de alegria que tornaram esses anos mais prazerosos.

Às minhas amigas Thaís, Tatiana e Larisa, pelo companheirismo nos estudos, e por serem as principais motivadoras do meu desenvolvimento como aluno.

Aos mestres Luiz Eloy, Maria Cascão, Claudia Éboli, Henrique Longo e Fernando Danziger por contribuírem fortemente na minha formação como engenheiro e profissional, pelos ensinamentos diários e pelo apoio e incentivo prestados para que fosse possível a conclusão do meu curso.

Ao Prof. Sérgio Marques, por acreditar no meu futuro como engenheiro, pelos ensinamentos, pelas conversas sobre tópicos especiais em concreto pretendido, e pelo apoio durante toda a fase de conclusão deste trabalho.

À toda a “família Arte Pontes” pelo acolhimento e amizade.

A todos que, de alguma forma, contribuíram para a realização deste trabalho.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	4
LISTA DE TABELAS	6
RESUMO	7
1 INTRODUÇÃO	8
2 ESTADOS LIMITES	10
2.1 DEFINIÇÃO DOS ESTADOS LIMITES	10
2.2 AÇÕES E RESISTÊNCIAS	11
2.2.1 Valores das Ações	11
2.2.2 Valores das Resistências	17
2.3 CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO	20
2.4 CARACTERÍSTICAS DOS AÇOS	22
2.5 ESTÁDIOS DE COMPORTAMENTO À FLEXÃO	23
2.5.1 Estádio I	25
2.5.2 Estádio Ia	25
2.5.3 Estádio II	26
2.5.4 Estádio III	26
2.6 HIPÓTESES BÁSICAS NO DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO	27
3 DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO COMPOSTA RETA	29
3.1 DOMÍNIOS DE DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS	29
3.1.1 Equações para o Domínio 1	31
3.1.2 Equações para o Domínio 2	33
3.1.3 Equações para o Domínio 3	34
3.1.4 Equações para os Domínios 4 e 4a	35
3.1.5 Equações para o Domínio 5	36
3.2 PLANILHAS DE VERIFICAÇÃO	39
4 DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA	42
4.1 CÁLCULO EXATO	42
4.2 VERIFICAÇÃO PELA FORMULAÇÃO APROXIMADA DA NBR 6118	42
4.3 AUTOMATIZAÇÃO DA VERIFICAÇÃO À FLEXÃO OBLÍQUA PELA FORMULAÇÃO APROXIMADA DA NBR 6118	43
5 APLICAÇÃO DA AUTOMATIZAÇÃO PARA A VERIFICAÇÃO À FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA DOS PILARES DE UM VIADUTO	52
5.1 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA	52
5.2 HIPÓTESES DE DIMENSIONAMENTO	58

5.3	COMBINAÇÕES DE CARREGAMENTOS	59
5.4	RESUMO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES NA SEÇÃO DE VERIFICAÇÃO $S_1=S_2$	61
5.5	VERIFICAÇÃO AUTOMÁTICA DAS SEÇÕES	64
5.6	COMPARAÇÃO COM DIMENSIONAMENTO PELOS ÁBACOS DE MONTOYA	75
5.7	COMPARAÇÃO COM DIMENSIONAMENTO PELO PROGRAMA OBLÍQUA.....	78
6	CONCLUSÕES.....	85
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	86
	ANEXOS.....	88

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Diagrama tensão-deformação idealizado para o concreto.

Figura 2: Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas.

Figura 3: Trecho de viga, material homogêneo, isotrópico e elástico-linear, solicitada à flexão pura.

Figura 4: Diagrama M-k na seção transversal da viga de concreto armado.

Figura 5: Distribuição das tensões normais no concreto nos diversos estádios.

Figura 6: Simplificação do diagrama parábola-retângulo para o concreto.

Figura 7: Domínios no estado limite último de uma seção transversal - Tabela 12.1 da NBR 6118 (2003).

Figura 8: Seção transversal - notações.

Figura 9: Seção longitudinal - notações.

Figura 10: Esquema de deformações no Domínio 1.

Figura 11: Relações geométricas no Domínio 1.

Figura 12: Esquema de deformações no Domínio 2.

Figura 13: Esquema de deformações no Domínio 5.

Figura 14: Relações geométricas no Domínio 5.

Figura 15: Exemplo 1 - Seção para verificação.

Figura 16: Exemplo 1 - Planilha para verificação de seções de concreto armado na flexão composta reta.

Figura 17: Diagrama de Interação N_d x M_d para flexão composta reta - NORMAL 1.0.

Figura 18: Exemplo 2 – Seção para verificação – dimensões em cm.

Figura 19: Exemplo 2 - Planilha para verificação de seções de concreto armado na flexão composta oblíqua – ENTRADA DE DADOS E VERIFICAÇÃO – CAMPO 1.

Figura 20: Exemplo 2 - Planilha para verificação de seções de concreto armado na flexão composta oblíqua – ENTRADA DE DADOS E VERIFICAÇÃO – CAMPO 2.

Figura 21: Exemplo 2 - Planilha para verificação de seções de concreto armado na flexão composta oblíqua – ENTRADA DE DADOS E VERIFICAÇÃO – CAMPO 3.

Figura 22: Exemplo 2 - Planilha para verificação de seções de concreto armado na flexão composta oblíqua – CURVA DE INTERAÇÃO M_{Rdx} x M_{Rdy} – CAMPO 4.

Figura 23: Exemplo 2 - Planilha para verificação de seções de concreto armado na flexão composta oblíqua – M_x .

Figura 24: Exemplo 2 - Planilha para verificação de seções de concreto armado na flexão composta oblíqua – M_y .

Figura 25: Verificação no programa OBLÍQUA.

Figura 26: Curvas de interação na flexão oblíqua.

Figura 27: Esquema estrutural do viaduto.

Figura 28: Viaduto em Planta.

Figura 29: Seção transversal celular.

Figura 30: Esquema do Pilar P1=P4.

Figura 31: Esquema do Pilar P2=P3.

Figura 32: Pilares – corte longitudinal.

Figura 33: Seções de dimensionamento do Pilar P1=P4.

Figura 34: Seções de dimensionamento do Pilar P2=P3.

Figura 35: Posições da Carga Móvel para dimensionamento dos pilares.

Figura 36: Detalhamento da seção transversal S1- Dimensões em cm.

Figura 37: Exemplo Prático - Planilha para verificação de seções de concreto armado na flexão composta oblíqua – ENTRADA DE DADOS E VERIFICAÇÃO – CAMPO 1.

Figura 38: Exemplo Prático - Curva de interação na flexão composta reta – M_x .

Figura 39: Exemplo Prático - Curva de interação na flexão composta reta – M_y .

Figura 40: Ábaco de Montoya.

Figura 41: Dimensionamento utilizando o ábaco de Montoya.

Figura 42: Verificação no programa OBLÍQUA – carregamento 4.

Figura 43: Comparação entre curvas de interação – carregamento 4.

Figura 44: Verificação no programa OBLÍQUA – carregamento 18.

Figura 45: Comparação entre curvas de interação – carregamento 18.

Figura 46: Verificação no programa OBLÍQUA – carregamento 130.

Figura 47: Comparação entre curvas de interação – carregamento 130.

Figura 48: Verificação no programa OBLÍQUA – carregamento 132.

Figura 49: Comparação entre curvas de interação – carregamento 132.

Figura 50: Superfície resistente aproximada na flexão composta oblíqua para seção S1=S2.

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \times \gamma_{f3}$ - Tabela 11.1 da NBR 6118 (2003).

Tabela 2: Coeficiente γ_{f2} - Tabela 11.2 da NBR 6118 (2003).

Tabela 3: Combinações últimas - Tabela 11.3 da NBR 6118 (2003).

Tabela 4: Combinações de serviço - Tabela 11.4 da NBR 6118 (2003).

Tabela 5: Valores dos coeficientes γ_s e γ_c - Tabela 12.1 da NBR 6118 (2003).

Tabela 6: Esforços solicitantes na seção 1.

Tabela 7: Exemplo Prático - Planilha para verificação de seções de concreto armado na flexão composta oblíqua – ENTRADA DE DADOS E VERIFICAÇÃO – CAMPO 2.

RESUMO

Embora o dimensionamento, ou verificação, de seções de concreto armado submetidas à flexão composta oblíqua seja um problema conhecido, em algumas situações de projeto a automatização desse dimensionamento pode se tornar trabalhosa devido à incompatibilidade entre os métodos adotados no dimensionamento e as fontes de dados de esforços atuantes nas estruturas. Na prática de projeto em engenharia, a automatização de processos conduz à maior rapidez na análise e dimensionamento das estruturas, o que justifica a proposição de um processo automatizado de verificação de seções para um grande número de carregamentos.

No presente trabalho, são apresentadas as considerações dos estados limites últimos, onde são mostradas as possibilidades de ponderações das ações, de acordo com a NBR 6118, considerando a não probabilidade de ocorrência de seus valores máximos simultaneamente. Em seguida, é descrito o dimensionamento de seções para a flexão composta reta e as respectivas equações nos diversos domínios de deformações específicas no estado limite último. É apresentada também uma planilha modelo de verificação para a flexão composta reta. A seguir, é então apresentado o problema da flexão composta oblíqua e a formulação aproximada da NBR 6118. Dentro desse contexto, foi realizada a automatização do processo de verificação em planilhas do tipo Excel pela formulação aproximada da NBR 6118 para verificação da flexão composta oblíqua.

Para concluir o estudo, foi feita uma aplicação prática da automatização para o dimensionamento dos pilares de um viaduto, com o objetivo de demonstrar o método e comparar com o dimensionamento através dos ábacos de interação de Montoya e do cálculo exato através do programa de computador OBLÍQUA.

1 INTRODUÇÃO

O cálculo exato de seções de concreto armado submetidos à flexão composta oblíqua é possível através de programas de computador em um processo iterativo, onde a posição da linha neutra e o ângulo formado por ela com os eixos X e Y vão sendo ajustados por tentativas até se encontrar uma posição que apresente equilíbrio para os esforços solicitantes. Outra forma de dimensionamento são os ábacos de interação para flexão composta oblíqua que existem na literatura para várias situações de geometria de seção e distribuição de armaduras, como os conhecidos ábacos de Montoya [1].

A grande parte dos programas de computador para o cálculo exato, assim como os ábacos de interação, resolvem os problemas correntes de dimensionamento de seções em flexão composta oblíqua. Em algumas situações especiais, como a aplicação mostrada ao final deste trabalho, as hipóteses de dimensionamento e as combinações de carregamentos podem gerar um grande número de esforços associados tornando a verificação muito trabalhosa. Com o emprego de programas de computador, o problema pode ser resolvido caso os mesmos tenham alguma ligação com a fonte de dados dos carregamentos, o que não ocorre sempre na prática, pois a obtenção dos esforços atuantes nas estruturas pode ser um dado proveniente de outro programa de computador, de cálculo manual ou uma de composição desses. Para o caso do dimensionamento através de ábacos de interação, para cada trio de esforços (N , M_L e M_T) é necessário entrar no ábaco de interação e realizar interpolações para se obter a taxa de armadura necessária para a seção.

A presença de um grande número de situações de carregamentos torna o processo de verificação muito trabalhoso, e conseqüentemente qualquer modificação no projeto acarreta a necessidade de se realizar o trabalho novamente. As situações de carregamentos podem se tornar numerosas devido à natureza da solicitação, como o caso de estruturas submetidas a forças devidas ao vento que atuam em direções e sentidos diversos. Mesmo a geometria da estrutura pode gerar situações diversas de carregamentos.

Na prática, essas situações são contornadas realizando-se o dimensionamento para situações de um esforço máximo, ou mínimo (N_{\max} , N_{\min} , $M_{L\max}$ e $M_{T\max}$), e os outros esforços concomitantes. Essa prática, apesar de largamente empregada, não leva em consideração que dentro do conjunto de todas as combinações de esforços atuantes, possa existir uma em que os valores de N , M_L ou M_T não sejam máximos, mas que seus esforços concomitantes sejam

maiores que os esforços concomitantes de uma situação de máximo, fazendo com que uma combinação de esforços que não sejam máximos possa ser dimensionante.

O presente trabalho tem por objetivo garantir que todas as possíveis situações de esforços atuantes, mesmo que em número muito grande, sejam verificadas. A verificação para todos os trios de esforços solicitantes é necessária e fundamental para que se assegurem as condições analíticas de segurança da estrutura.

2 ESTADOS LIMITES

2.1 DEFINIÇÃO DOS ESTADOS LIMITES

O estado limite é definido como sendo o estado em que a estrutura se encontra, de modo efetivo ou convencional, inutilizável ou deixa de atender de alguma maneira às condições estabelecidas para a sua utilização. De acordo com a NBR 6118 (2003) [2] no seu item 10.2, os estados limites a serem considerados são os estados limites últimos (ELU) e os estados limites de serviço (ELS).

Os estados limites últimos estão relacionados com o colapso progressivo, perda de equilíbrio ou esgotamento da capacidade resistente que torne inutilizável o uso das estruturas. Segundo a NBR 6118 (2003), item 10.3, a segurança das estruturas de concreto deve sempre ser verificada em relação aos seguintes estados limites últimos:

- estado limite último da perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;
- estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, devido às solicitações normais e tangenciais, admitindo-se a redistribuição de esforços internos, desde que seja respeitada a capacidade de adaptação plástica, e, admitindo-se, em geral, as verificações separadas das solicitações normais e tangenciais;
- estado limite último e esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem;
- estado limite último provocado por solicitações dinâmicas;
- estado limite último de colapso progressivo;
- outros estados limites que eventualmente possam ocorrer em casos especiais.

Os estados limites de serviço estão relacionados à durabilidade, à utilização funcional, à aparência e ao conforto, seja em relação aos usuários, ou mesmo em relação os equipamentos utilizados. De acordo com a NBR 6118 (2003), item 10.4, as estruturas de concreto devem ser verificadas aos seguintes estados limites de serviço:

- estado limite de formação de fissuras (ELS-F);

- estado limite de abertura das fissuras (ELS-W);
- estado limite de deformações excessivas (ELS-DEF);
- estado limite de descompressão (ELS-D);
- estado limite de descompressão parcial (ELS-DP);
- estado limite de compressão excessiva (ELS-CE);
- estado limite de vibrações excessivas (ELS-VE);

2.2 AÇÕES E RESISTÊNCIAS

Para ser realizada a análise estrutural devem ser consideradas as influências de todas as ações que exerçam esforços significativos na estrutura, levando-se em conta todos os possíveis estados limites últimos e os de serviço.

De acordo com a NBR 8681 (2003) [3], as ações classificam-se em permanentes, variáveis e excepcionais. Para todos os tipos de estruturas analisadas, as ações atuantes devem ser consideradas com suas peculiaridades e as normas a elas aplicáveis devem ser respeitadas.

Do ponto de vista das condições analíticas de segurança, define-se que as resistências disponíveis não podem ser menores que as solicitações atuantes, com relação a todos os estados limites e a todos os carregamentos. A NBR 6118 (2003), no seu item 12, define os valores a serem utilizados nas análises para as resistências dos materiais.

2.2.1 Valores das Ações

As ações atuantes em estruturas são caracterizadas através de seus valores característicos, representativos e de cálculo de acordo com a NBR 6118 (2003), item 11.6.

2.2.1.1 Valores característicos

Os valores característicos a serem considerados para as ações, F_k , são estabelecidos em função de uma probabilidade de estes valores serem ultrapassados durante a vida útil da construção.

Para as ações permanentes, os valores característicos devem ser adotados iguais aos valores médios das respectivas distribuições de probabilidade, sejam valores característicos superiores ou inferiores. Estes valores são definidos pela NBR 6118 (2003) ou em Normas Brasileiras específicas, como a NBR 6120 (1980) [4].

Para as ações variáveis, os valores característicos das ações, F_{qk} , estabelecidos por consenso e indicados em Normas Brasileiras específicas, correspondem a valores que têm de 25% a 35% de probabilidade de serem ultrapassados no sentido desfavorável, durante um período de 50 anos. Assim como os valores característicos para as ações permanentes, estes valores são definidos pela NBR 6118 (2003) ou em Normas Brasileiras específicas.

2.2.1.2 Valores representativos

Os valores definidos como representativos para as ações podem ser os próprios valores característicos das ações permanentes ou variáveis, valores convencionais excepcionais, que são os valores arbitrados para as ações excepcionais, ou ainda os valores reduzidos, em função da combinação de ações.

Nas verificações de estados limites últimos, quando a ação considerada é combinada com a ação principal, os valores reduzidos para as ações não principais são determinados através da expressão $\psi_0 F_k$, que considera muito baixa a probabilidade de ocorrência simultânea dos valores característicos de duas ou mais ações variáveis de naturezas diferentes.

Nas verificações de estados limites de serviço, os valores reduzidos são determinados através das expressões $\psi_1 F_k$ e $\psi_2 F_k$, que estimam valores freqüentes e quase permanentes, respectivamente, de uma ação que acompanha a ação principal.

2.2.1.2 Valores de cálculo

Os valores de cálculo, F_d , para as ações são definidos pela NBR 6118 (2003), item 11.6.3. Esses valores levam em conta a variabilidade das ações, a simultaneidade da atuação das ações, desvios gerados na construção não explicitamente considerados no cálculo e as aproximações feitas no projeto do ponto de vista das solicitações.

Os valores de cálculo das ações são obtidos a partir dos valores representativos, multiplicando-os pelos respectivos coeficientes de ponderação γ_f .

$$F_d = \gamma_f \times F_k$$

2.2.1.3 Ponderação das ações

No estado limite último, as ações devem ser majoradas através da aplicação dos coeficientes de ponderação, γ_f , que são definidos pela NBR 6118 (2003), item 11.7.

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \times \gamma_{f2} \times \gamma_{f3} \text{ (ELU)}$$

As tabelas 1 e 2, extraídas da NBR 6118 (2003), apresentam os valores dos coeficientes de ponderação γ_{f1} x γ_{f3} e γ_{f2} , respectivamente.

Tabela 1: Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \times \gamma_{f3}$ - Tabela 11.1 da NBR 6118 (2003).

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4 ¹⁾	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

Onde:
D é desfavorável, F é favorável, G representa as cargas variáveis em geral e T é a temperatura.
¹⁾ Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

Tabela 2: Coeficiente γ_{f2} - Tabela 11.2 da NBR 6118 (2003).

Ações		γ_{f2}		
		ψ_u	ψ_1 ¹⁾	ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ²⁾	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas ³⁾	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

¹⁾ Para os valores de ψ_1 relativos às pontes e principalmente aos problemas de fadiga, ver seção 23.
²⁾ Edifícios residenciais.
³⁾ Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.

Para os pilares e pilares-paredes que tenham sua menor dimensão entre 12 e 19 cm, deve ser utilizado o coeficiente de ajustamento, γ_n , que leva em consideração o aumento da probabilidade de ocorrência de desvios relativos e falhas na construção de peças esbeltas.

No estado limite de serviço, o coeficiente de ponderação das ações é dado pela expressão:

$$\gamma_f = \gamma_{f2} \text{ (ELS)}$$

onde γ_{f2} tem o valor variável conforme a verificação que se deseja fazer.

Para combinações raras $\gamma_{f2} = 1$, para combinações freqüentes $\gamma_{f2} = \psi_1$ e para combinações quase permanentes $\gamma_{f2} = \psi_2$.

2.2.1.4 Combinação das ações

Os carregamentos atuantes nas estruturas são definidos pelas combinações das ações que têm probabilidades não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura. A finalidade das combinações de carregamento é identificar os efeitos mais desfavoráveis que possam surgir durante a vida útil da estrutura. A verificação de segurança em relação aos estados limites últimos e aos estados limites de serviço devem ser realizadas em função das combinações últimas e combinações de serviço, respectivamente.

Na NBR 6118 (2003), item 11.8.2, são definidas as classificações das combinações últimas. Uma combinação última pode ser classificada como normal, especial ou de construção e excepcional.

As combinações últimas normais são aquelas onde devem estar incluídas as ações permanentes e a ação variável principal, com seus valores característicos e as demais ações variáveis, consideradas como secundárias, afetadas dos coeficientes de redução.

As combinações últimas especiais ou de construção são aquelas onde devem estar presentes as ações permanentes e a ação variável especial, com seus valores característicos e as demais ações variáveis com probabilidade não desprezível de ocorrência simultânea, afetadas pelos coeficientes de redução.

As combinações últimas excepcionais são aquelas onde em cada combinação devem estar presentes as ações permanentes e a ação variável excepcional, com seus valores

representativos e as demais ações variáveis com probabilidade não desprezível de ocorrência simultânea, afetadas dos coeficientes de redução.

A seguir é apresentada a tabela 3, extraída da NBR 6118 (2003), que descreve as combinações últimas usuais para o estado limite último.

Tabela 3: Combinações últimas (continua) - Tabela 11.3 da NBR 6118 (2003).

Combinações últimas (ELU)	Descrição	Cálculo das solicitações
Normais	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto armado ¹⁾	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eq} F_{eqk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{oj} F_{qjk}) + \gamma_{oe} \psi_{oe} F_{eqk}$
	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto protendido	Deve ser considerada, quando necessário, a força de protensão como carregamento externo com os valores P_{kmax} e P_{kmin} para a força desfavorável e favorável, respectivamente, conforme definido na seção 9
	Perda do equilíbrio como corpo rígido	$S(F_{sd}) \geq S(F_{nd})$ $F_{sd} = \gamma_{gs} G_{sk} + R_d$ $F_{nd} = \gamma_{gn} G_{nk} + \gamma_q Q_{nk} - \gamma_{qs} Q_{s,min}$, onde: $Q_{nk} = Q_{1k} + \sum \psi_{oj} Q_{jk}$
Especiais ou de construção ²⁾	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eq} F_{eqk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{oj} F_{qjk}) + \gamma_{oe} \psi_{oe} F_{eqk}$	
Excepcionais ²⁾	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eq} F_{eqk} + F_{q1exk} + \gamma_q \sum \psi_{oj} F_{qjk} + \gamma_{oe} \psi_{oe} F_{eqk}$	

Tabela 3: Combinações últimas (continuação) - Tabela 11.3 da NBR 6118 (2003).

<p>Onde:</p> <p>F_c é o valor de cálculo das ações para combinação última;</p> <p>$F_{g,i}$ representa as ações permanentes diretas;</p> <p>$F_{e,i}$ representa as ações indiretas permanentes como a retração $F_{sg,i}$ e variáveis como a temperatura $F_{tc,i}$;</p> <p>$F_{c,i}$ representa as ações variáveis diretas das quais $F_{c,i}$ é escolhida principal;</p> <p>$\gamma_g, \gamma_{sg}, \gamma_c, \gamma_{tc}$ - ver tabela 11.1;</p> <p>$\psi_{0,i}, \psi_{0e}$ - ver tabela 11.2;</p> <p>F_{ec} representa as ações estabilizantes;</p> <p>F_{-c} representa as ações não estabilizantes;</p> <p>$G_{g,i}$ é o valor característico da ação permanente estabilizante;</p> <p>R_c é o esforço resistente considerado como estabilizante, quando houver;</p> <p>G_{-i} é o valor característico da ação permanente instabilizante;</p> <p>$Q_{i,c} = Q_{i,c} + \sum_{j=2}^n \psi_{i,j} Q_{j,c}$;</p> <p>$Q_{-i}$ é o valor característico das ações variáveis instabilizantes;</p> <p>Q_{-i} é o valor característico da ação variável instabilizante considerada como principal;</p> <p>$\psi_{0,i}$ e Q_{-i} são as demais ações variáveis instabilizantes, consideradas com seu valor reduzido;</p> <p>$Q_{s,11}$ é o valor característico mínimo da ação variável estabilizante que acompanha obrigatoriamente uma ação variável instabilizante.</p> <p>¹⁾ No caso geral, devem ser consideradas inclusive combinações onde o efeito favorável das cargas permanentes seja reduzido pela consideração de $\gamma_g = 1,0$. No caso de estruturas usuais de edifícios essas combinações que consideram γ_g reduzido (1,0) não precisam ser consideradas.</p> <p>²⁾ Quando $F_{g,i}$ ou $F_{g'exc}$ atuarem em tempo muito pequeno ou tiverem probabilidade de ocorrência muito baixa $\psi_{0,i}$ pode ser substituído por $\psi/2$.</p>

Na NBR 6118 (2003), item 11.8.3, são definidas as combinações de serviço de acordo com sua permanência na estrutura em quase permanentes, freqüentes ou raras.

As combinações de serviço quase permanentes são aquelas que podem atuar grande parte do período de vida da estrutura e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado limite de deformações excessivas.

As combinações de serviço freqüentes são aquelas que se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura e sua consideração pode ser necessária na verificação dos estados limites de formação de fissuras, de abertura de fissuras e de vibrações excessivas. Podem também ser consideradas para verificações de estados limites de deformações excessivas decorrentes de vento ou temperatura que podem comprometer as vedações.

As combinações de serviço raras são aquelas que ocorrem algumas vezes durante o período de vida da estrutura e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado limite de formação de fissuras.

A seguir é apresentada a tabela 4, extraída da NBR 6118 (2003), que prescreve as combinações últimas para o estado limite de serviço.

Tabela 4: Combinações de serviço - Tabela 11.4 da NBR 6118 (2003).

Combinações de serviço (ELS)	Descrição	Cálculo das solicitações
Combinações quase permanentes de serviço (CQP)	Nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + \sum \psi_{2j} F_{qjk}$
Combinações freqüentes de serviço (CF)	Nas combinações freqüentes de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor freqüente $\psi_1 F_{q1k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} + \sum \psi_{2j} F_{qjk}$
Combinações raras de serviço (CR)	Nas combinações raras de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor característico F_{q1k} e todas as demais ações são tomadas com seus valores freqüentes $\psi_1 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + F_{q1k} + \sum \psi_{1j} F_{qjk}$
Onde: $F_{c,ser}$ é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço; $F_{c,k}$ é o valor característico das ações variáveis principais diretas; ψ_1 é o fator de redução de combinação freqüente para ELS; ψ_2 é o fator de redução de combinação quase permanente para ELS.		

2.2.2 Valores das Resistências

As resistências dos materiais empregados nas estruturas de concreto armado e protendido são definidas através de seus valores característicos e de cálculo de acordo com a NBR 6118 (2003), item 12.

2.2.2.1 Valores característicos

Os valores característicos a serem considerados para as resistências, f_k , são aqueles que dentro de um lote do material têm uma determinada probabilidade de serem ultrapassados, no sentido desfavorável para a segurança. Além dos valores médios das resistências, f_m , existem os valores da resistência característica inferior, $f_{k,inf}$, e superior, $f_{k,sup}$. Normalmente é de interesse $f_{k,inf}$, pois seu valor é menor que f_m .

A resistência característica inferior, $f_{k,inf}$, é definida na NBR 6118 (2003) como sendo o valor que tem apenas 5% de probabilidade de não ser atingido pelos elementos de um dado lote de material, admitindo-se uma distribuição do tipo normal para essas resistências.

2.2.2.2 Valores de cálculo

Os valores de cálculo das resistências são estabelecidos pela NBR 6118, item 12.3, a partir dos respectivos valores característicos e dos coeficientes de ponderação das resistências. Estes coeficientes levam em conta a variabilidade da resistência dos materiais envolvidos, as diferenças entre resistências medidas em corpos-de-prova e nas estruturas, os desvios ocorridos na construção das estruturas e as aproximações feitas no projeto, do ponto de vista das resistências.

Para verificações estruturais realizadas com aço ou concreto (de idade igual ou superior a 28 dias) são utilizadas as seguintes expressões:

$$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$$

$$f_{td} = f_{tk}/\gamma_c$$

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$$

$$f_{ytd} = f_{ytk}/\gamma_s$$

No caso específico da resistência de cálculo do concreto, quando a verificação se faz em data j inferior a 28 dias, adota-se a expressão:

$$f_{cd} = f_{ckj}/\gamma_c \cong \beta_1 \times f_{ck}/\gamma_c$$

onde,

$$\beta_1 = \exp \left\{ s \times \left(1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right) \right\}$$

sendo,

$$s = 0,38 \text{ para concreto de cimento CPIII e IV;}$$

$s = 0,25$ para concreto de cimento CPI e II;

$s = 0,20$ para concreto de cimento CPV-ARI;

t a idade do concreto, em dias.

2.2.2.3 Ponderação das resistências

No estado limite último, as resistências devem ser minoradas através da aplicação dos coeficientes de ponderação, γ_m , que são definidos pela NBR 6118, item 12.4.

$$\gamma_m = \gamma_{m1} \times \gamma_{m2} \times \gamma_{m3} \text{ (ELU)}$$

A tabela 5, extraída da NBR 6118 (2003), apresenta os valores dos coeficientes de ponderação das resistências no estado limite último.

Tabela 5: Valores dos coeficientes γ_s e γ_c - Tabela 12.1 da NBR 6118 (2003).

Combinações	Concreto	Aço
	γ_c	γ_s
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

No estado limite de serviço, as resistências não necessitam ser minoradas de acordo com a NBR 6118 (2003), tal que:

$$\gamma_m = 1,0 \text{ (ELS)}$$

2.3 CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO

A NBR 6118 (2003), item 8.2.1, define as classes de resistência para o concreto. Para superestruturas de concreto armado, o concreto deve ser no mínimo de classe C20 ($f_{ck} = 20$ MPa). Para estruturas de fundações e em obras provisórias pode ser usado o concreto de classe C15 ($f_{ck} = 15$ MPa). Essa mesma norma aplica-se a concretos compreendidos nas classes de resistência do grupo I, indicadas na NBR 8953 [5], ou seja, até C50.

A resistência característica do concreto à compressão é determinada a partir dos resultados de ensaios em corpos-de-prova cilíndricos, de 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura, moldados de acordo com a NBR 5738 [6], com a idade de 28 dias, com procedimento estatístico de acordo com a NBR 5739 [7].

A resistência do concreto à tração indireta, $f_{ct,sp}$, e a resistência à tração na flexão, $f_{ct,f}$, devem ser obtidas em ensaios realizados segundo a NBR 7222 [8] e a NBR 12142 [9], respectivamente. A resistência à tração direta, f_{ct} , pode ser considerada igual a $0,9 f_{ct,sp}$ ou $0,7 f_{ct,f}$. Na falta de ensaios, o seu valor médio ou característico pode ser estimado através das seguintes equações, de acordo com a NBR 6118 (2003), item 8.2.5:

$$f_{ct,m} = 0,3 \times f_{ck}^{2/3}$$

$$f_{ct,inf} = 0,7 \times f_{ct,m}$$

$$f_{ct,sup} = 1,3 \times f_{ct,m}$$

sendo, $f_{ct,m}$ e f_{ck} expressos em megapascal.

Os fundamentos estabelecidos na NBR 6118 se aplicam aos concretos de massa específica normal, ou seja, concretos que depois de secos em estufa, têm massa específica, ρ_c , entre 2.000 kg/m^3 e 2.800 kg/m^3 . Nos casos em que a massa específica real não é conhecida, pode-se considerar, para efeito de cálculo, o valor de 2.400 kg/m^3 para o concreto simples e 2.500 kg/m^3 para o concreto armado. Se forem realizados testes para avaliar a massa específica do concreto simples, pode-se considerar a massa específica do concreto armado aquela do simples acrescida de 100 kg/m^3 a 150 kg/m^3 .

O coeficiente de dilatação térmica, para efeito de análise estrutural, pode ser admitido como sendo igual a $10^{-5}/^\circ\text{C}$.

O módulo de elasticidade deve ser obtido segundo ensaio normalizado na NBR 8522 [10]. Quando não forem feitos ensaios, o módulo de deformação longitudinal tangente inicial na origem pode ser estimado usando a expressão definida no item 8.2.8 da NBR 6118:

$$E_{ct} = 5.600 \times f_{ck}^{1/2}$$

Nas análises elásticas de projeto, deve ser utilizado o módulo de elasticidade secante, especialmente na determinação de esforços solicitantes e verificações dos estados limites em serviço, tal que:

$$E_{cs} = 0,85 \times E_{ct}$$

O coeficiente de Poisson do concreto, assim como o módulo de elasticidade transversal, G_c , são estimados para valores de tensões de compressão menores que $0,5 f_c$ e tensões de tração menores que f_{ct} , tal que:

$$\nu = 0,2$$

$$G_c = 0,4 \times E_{cs}$$

O diagrama tensão-deformação idealizado a ser usado nas análises no estado limite último, para o concreto à compressão, é definido na figura 1, de acordo com a NBR 6118, item 8.2.10.1:

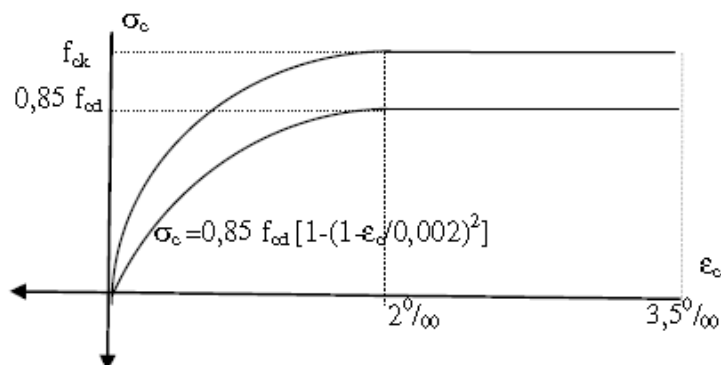


Figura 1: Diagrama tensão-deformação idealizado para o concreto – SANTOS, S.H.C – Apostila de Concreto Armado III – UFRJ [11].

2.4 CARACTERÍSTICAS DOS AÇOS

A NBR 6118, em seu item 8.3.1, define que para as estruturas de concreto armado deve ser utilizado aço classificado pela NBR 7480 com o valor característico da resistência de escoamento nas categorias CA-25, CA-50 e CA-60.

Para o cálculo nos estados limite últimos, considera-se o diagrama tensão-deformação bilinear genérico para os aços, definido pela NBR 6118 em seu item 8.3.6. A figura 2 mostra o diagrama simplificado para os aços.

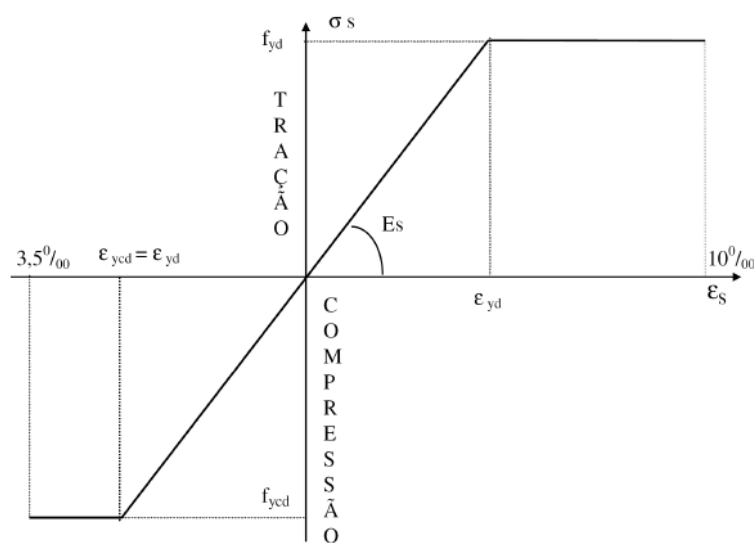


Figura 2: Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas – SANTOS, S.H.C – Apostila de Concreto Armado III – UFRJ.

O patamar de escoamento é bem definido e sem acréscimo de tensões após a deformação de escoamento. Este diagrama é válido para intervalos de temperatura entre -20°C e 150°C e pode ser aplicado para tração e compressão. Esse mesmo intervalo de temperatura é adotado como limitante para o uso do coeficiente de dilatação térmica dos aços estabelecido pela NBR 6118 em $10^{-5}/^{\circ}\text{C}$.

Na NBR 6118 (2003), item 8.3.3, é definida ainda que a massa específica a ser adotada para aços de armadura passiva é de 7.850 kg/m^3 .

Sempre que não existirem dados de ensaios ou valores fornecidos pelo fabricante, o módulo de elasticidade do aço pode ser admitido igual a 210 GPa , segundo a NBR 6118 (2003), item 8.3.5.

2.5 ESTÁDIOS DE COMPORTAMENTO À FLEXÃO

Os esforços numa estrutura são obtidos da análise de um modelo estrutural, onde o comportamento do material é pressuposto (elástico, plástico, linear, não-linear). A dificuldade de se estabelecer um modelo de análise para as peças de concreto armado reside no fato de que o comportamento à flexão apresenta diferentes fases, isto é, a rigidez à flexão EI depende da intensidade das solicitações e da armadura da seção, que em geral são incógnitas do problema.

O comportamento de um trecho de viga, de material homogêneo, isotrópico e elástico-linear, solicitado à flexão pura, ilustrado na figura 3, é idealizado pela Resistência dos Materiais através das seguintes hipóteses:

- a hipótese de Bernoulli, ou da seção plana, que estabelece que a seção transversal permanece plana e perpendicular ao eixo fletido;

- da lei de Navier, tem-se que a deformação longitudinal específica de uma fibra distante y da linha neutra é dada por:

$$\varepsilon_x = k \times y$$

- da lei de Hooke, para o material elástico-linear com módulo de Young, E , a tensão normal desta fibra é dada por:

$$\sigma_x = E \times \varepsilon_x = E \times y \times k$$

- do equilíbrio das tensões com as forças normais:

$$N = \int_A \sigma_x dA = \int_A E \times y \times k dA = Ek \times \int_A y dA = 0$$

onde $Ek \neq 0 \rightarrow \int_A y dA = 0$, conclui-se que a linha neutra passa pelo centróide da seção transversal, pois o momento estático da seção em relação ao eixo z é nulo.

- do equilíbrio com o momento fletor M :

$$M = \int_A \sigma_x \times y dA = \int_A E \times y^2 \times k dA = Ek \times \int_A y^2 dA$$

onde $I = I_z = \int_A y^2 dA$ é o momento de inércia da seção em relação ao eixo z centroidal, conclui-se que a relação momento-curvatura é linear: $M = (EI)k$.

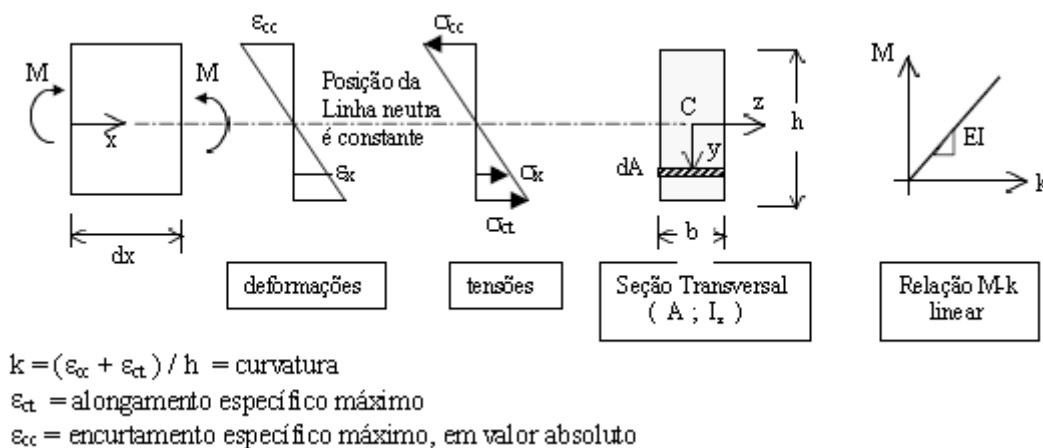


Figura 3: Trecho de viga, material homogêneo, isotrópico e elástico-linear, solicitada à flexão pura – ÉBOLI, C.R – Apostila de vigas em Concreto Armado – UFRJ [12].

Para essa hipótese de viga, a posição da linha neutra é definida exclusivamente pela geometria da seção transversal, pois o material não fissurou ainda e o comportamento à tração e à compressão do material é o mesmo. A rigidez à flexão EI é uma constante, dada pelas características geométricas da seção transversal e pelo módulo de elasticidade do material, sendo seu valor independente da intensidade da solicitação. Portanto, para qualquer valor da solicitação M , a curvatura é diretamente determinada através da relação linear $M-k$: $k = M / (EI)$. A partir da curvatura pode-se determinar as deformações e as tensões.

As vigas em concreto armado têm comportamento não-linear, a rigidez EI não é constante, ao contrário, ela depende da intensidade da solicitação e da armadura existente na peça. À medida que a solicitação aumenta são formadas fissuras no concreto tracionado, mudando assim a inércia (inércia fissurada). O diagrama momento-curvatura que se obtém para o carregamento progressivo de um trecho de viga em concreto armado com armadura longitudinal de tração de área A_s constante, tem o aspecto representado na figura 4.

Neste diagrama $M-k$ são observadas 4 fases distintas de comportamento à flexão ao longo do carregamento. Em todas as fases, conhecidas como estádios de comportamento, a

hipótese da seção plana permanece válida, porém, a posição da linha neutra e a distribuição das tensões normais, de tração e compressão variam fase a fase.

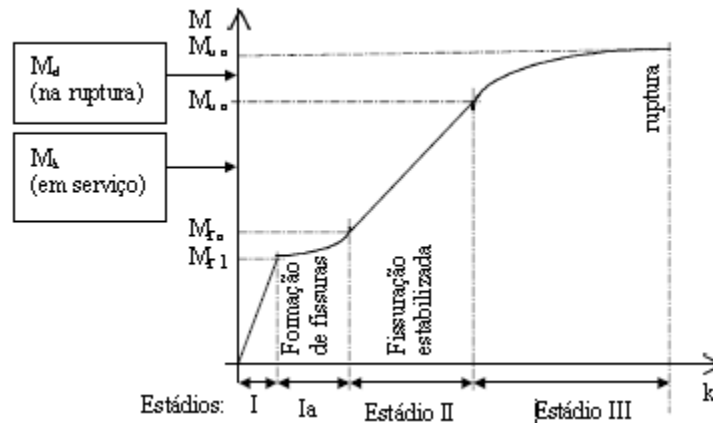


Figura 4: Diagrama M-k na seção transversal da viga de concreto armado – ÉBOLI, C.R – Apostila de vigas em Concreto Armado – UFRJ.

2.5.1 Estádio I

No Estádio I, $M \leq M_{r1}$. Para as pequenas deformações decorrentes da baixa intensidade da solicitação M, o comportamento do concreto e do aço pode ser admitido como elástico-linear, tanto à compressão como à tração, pois se admite que o esforço não ultrapassou a resistência do material na fibra mais alongada. O comportamento no estágio I é o descrito pela Resistência dos Materiais. Para $M = M_{r1}$, na fibra inferior, a mais alongada, inicia-se a plastificação do concreto à tração.

2.5.2 Estádio Ia

No Estádio Ia, $M_{r1} \leq M \leq M_{r2}$. Esse estágio apresenta relação M-k não linear, com plastificação do concreto à tração. A relação é não-linear pois com o surgimento das fissuras, a inércia não é mais constante. A tensão de resistência à tração do concreto é da ordem de 10% da resistência à compressão. A fissuração na parte tracionada do concreto não representa a ruína da peça, pois se a armadura for dimensionada adequadamente, essa pode substituir o concreto tracionado do ponto de vista estático.

Para $M=M_m$ o panorama de fissuração da viga tende a se estabilizar numa configuração definitiva.

2.5.3 Estádio II

No Estádio II, $M_{rn} \leq M \leq M_{u0}$. Os esforços de tração são absorvidos unicamente pela armadura disposta na zona do concreto tracionado. Assim, é usual se desprezar totalmente a contribuição do concreto à tração. O concreto à compressão continua em regime linear-elástico até que em $M=M_{u0}$, na fibra mais encurtada, inicia-se a plastificação à compressão do concreto.

2.5.4 Estádio III

No Estádio III, $M_{u0} \leq M \leq M_{un}$. A relação M-k é não-linear, com plastificação progressiva do concreto à compressão. Em $M=M_{un}$, atinge-se a situação limite, com ruptura da seção por compressão do concreto. Nesta fase, pode também ocorrer um alongamento excessivo da armadura tracionada, o que é, convencionalmente, considerado como uma situação última da peça fletida.

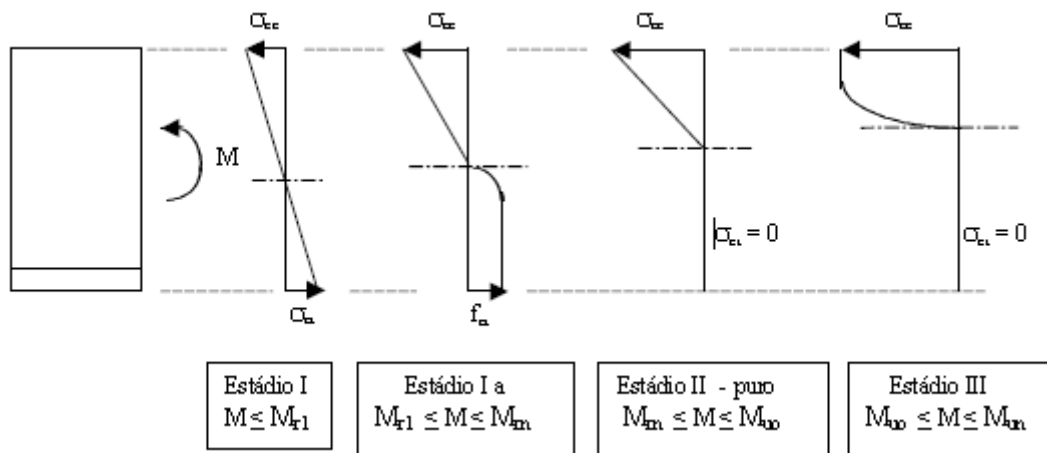


Figura 5: Distribuição das tensões normais no concreto nos diversos estádios – ÉBOLI, C.R – Apostila de vigas em Concreto Armado – UFRJ.

Em geral, o funcionamento das peças de concreto armado para as cargas de serviço se dá no estágio II. Desta forma, nos cálculos envolvendo a verificação dos estados limites de serviço, o funcionamento da seção é suposto sob as hipóteses do estágio II. Para a verificação dos estados limites últimos, considera-se o funcionamento da seção no estágio III, tomando-se os valores de cálculo para as solicitações e para as resistências dos materiais.

2.6 HIPÓTESES BÁSICAS NO DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO

No estudo da capacidade resistente, são considerados os estados limites últimos, para os quais o comportamento da seção à flexão é admitido no estágio III, sob as seguintes hipóteses básicas:

- as seções transversais se mantêm planas após a deformação (hipóteses de Bernoulli e Navier);

- a deformação das barras de aço é admitida como igual à deformação do concreto em seu entorno;

- as tensões de tração no concreto normais à seção transversal são desprezadas;

- as distribuições de tensões no concreto se fazem com o diagrama parábola-retângulo, com a resistência do concreto igual a $0,85 f_{cd}$. Este diagrama pode ser simplificado para um diagrama retangular com profundidade igual a $0,8 x$, sendo x a profundidade efetiva da linha neutra, e tensão igual a $0,80 f_{cd}$ ou $0,85 f_{cd}$, caso a largura da seção diminua ou não a partir da linha neutra em direção à borda mais comprimida, como mostrado na figura 6;

- os estados limites últimos são caracterizados quando a distribuição de deformações na seção transversal atingirem uma das configurações definidas nos diversos domínios de dimensionamento à compressão, tração e flexão simples ou composta, normal ou oblíqua, estabelecidos pela NBR 6118 (2003), como mostrado na figura 7.

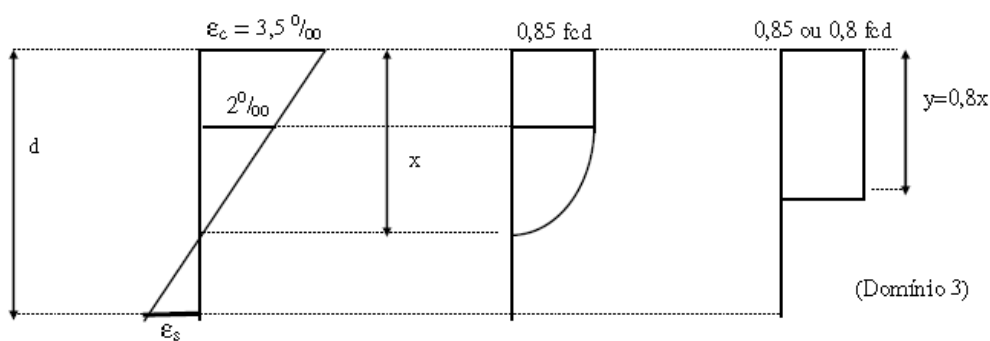
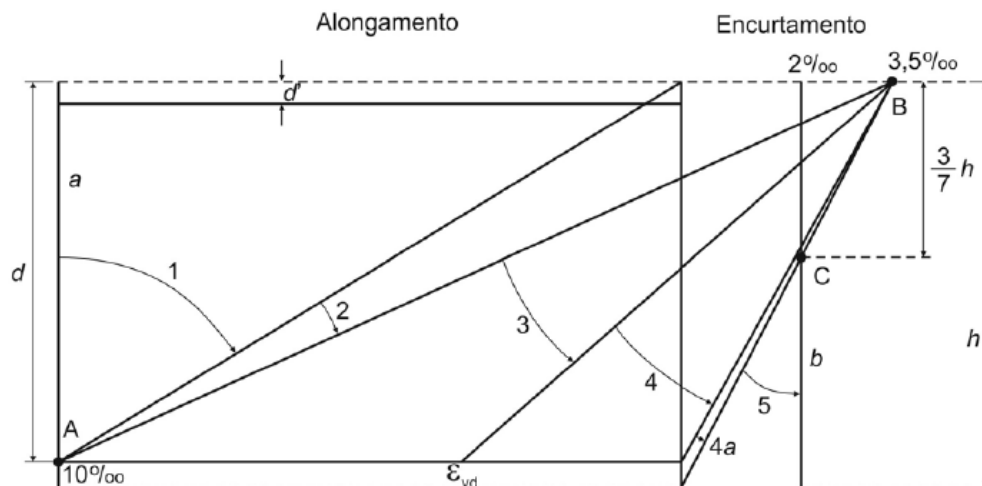


Figura 6: Simplificação do diagrama parábola-retângulo para o concreto.



Ruptura convencional por deformação plástica excessiva:

- reta a: tração uniforme;
- domínio 1: tração não uniforme, sem compressão;
- domínio 2: flexão simples ou composta sem ruptura à compressão do concreto ($\epsilon_c < 3,5\text{‰}$ e com o máximo alongamento permitido);

Ruptura convencional por encurtamento limite do concreto:

- domínio 3: flexão simples (seção subarmada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e com escoamento do aço ($\epsilon_a \geq \epsilon_{yc}$);
- domínio 4: flexão simples (seção superarmada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e aço tracionado sem escoamento ($\epsilon_a < \epsilon_{yc}$);
- domínio 4a: flexão composta com armaduras comprimidas;
- domínio 5: compressão não uniforme, sem tração;
- reta b: compressão uniforme.

Figura 7: Domínios no estado limite último de uma seção transversal - Figura 17.1 da NBR 6118 (2003).

3 DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO COMPOSTA RETA

A flexão composta reta acontece quando se submete uma seção a um esforço normal e a um único momento atuante em um eixo coincidente com um eixo central principal de inércia dessa seção. Nos pilares circulares, como todos os eixos são eixos principais centrais de inércia, qualquer que seja a direção de atuação dos momentos, a sua resultante pode ser obtida vetorialmente e então recai-se num caso de flexão composta reta. Devido a esse fato, era prática usual projetar pilares circulares ou octogonais (para facilitar a forma) e, nesse caso, o dimensionamento era feito para a seção do círculo circunscrito à figura geométrica, evitando assim que o pilar estivesse submetido a um tipo de solicitação com momento fletor desviado (flexão oblíqua ou flexão desviada).

3.1 DOMÍNIOS DE DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS

O dimensionamento, ou verificação, para seções de concreto submetidas à flexão composta reta é feito ao se percorrer todos os domínios de deformações específicas no estado limite último. Durante a transição entre os domínios (tração simples, flexão composta com tração, flexão simples, flexão composta com compressão e compressão simples) a profundidade da linha neutra varia de $-\infty$ a $+\infty$.

- Domínio 1: $-\infty \leq x \leq 0$

- Domínio 2: $0 \leq x \leq 0,259d$

- Domínio 3 e 4: $0,259d \leq x \leq d$

- Domínio 4a: $d \leq x \leq h$

- Domínio 5: $h \leq x \leq +\infty$

Para auxiliar a definição das equações que regem o equilíbrio na seção nos diversos domínios, as figuras 8 e 9 mostram as notações a serem utilizadas para definir todas as variáveis e constantes envolvidas.

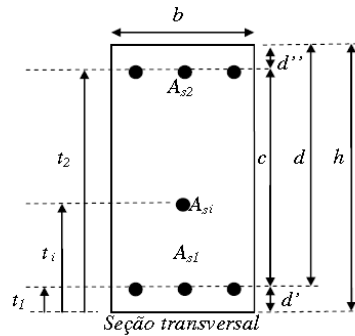


Figura 8: Seção transversal – notações – SANTOS, S.H.C – Apostila de Concreto Armado III – UFRJ.

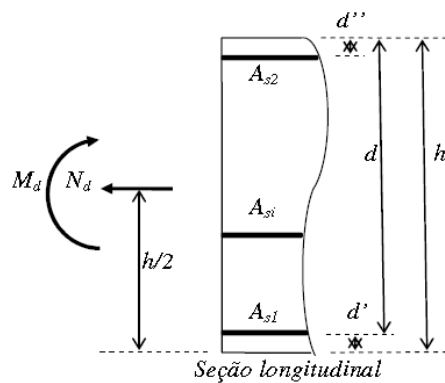


Figura 9: Seção longitudinal – notações – SANTOS, S.H.C – Apostila de Concreto Armado III – UFRJ.

Das figuras 8 e 9, tem-se:

- b e h – largura e altura total da seção de concreto;
- A_{s1} e A_{s2} – armaduras, mais próximas, respectivamente, da face inferior e superior da seção;
- d' e d'' – distâncias dos centros de gravidade das armaduras A_{s1} e A_{s2} às faces de concreto mais próximas;
- $d = h - d''$ - altura útil da seção;
- $c = d - d''$ - distância entre centros de gravidade das armaduras A_{s1} e A_{s2} ;
- A_{si} e t_i – armadura genérica e sua respectiva distância à face inferior da seção;

- N_d e M_d – esforço normal de cálculo e momento fletor de cálculo referidos ao centro de gravidade da seção retangular;

São definidas como positivas as forças e tensões normais de tração e os momentos que tracionam as fibras inferiores da seção.

3.1.1 Equações para o Domínio 1

O Domínio 1 corresponde às situações de tração pura (tração simples), *reta a*, e às situações de tração composta com flexão em que as deformações no concreto são todas positivas. Como a resistência concreto à tração é desprezada, as tensões no concreto são nulas. Para essas situações, apenas a armadura caso corretamente dimensionada, equilibra o par de esforços solicitantes N_d e M_d . Nessa situação, o estado limite se caracteriza pelo esgotamento da capacidade de deformação específica do aço ($\varepsilon_s = 10\text{‰}$).

O domínio 1 é definido pelas seguintes condições de deformação específica (Figura 10):

$$\varepsilon_{s1} = 10\text{‰} ; \varepsilon_c = 10\text{‰} \text{ a } 0\text{‰}$$

onde, ε_{s1} e ε_c , são as deformações específicas da seção, respectivamente, aos níveis da armadura mais inferior e da fibra correspondente à face superior do concreto. Como não existe região comprimida de concreto, nesse domínio não faz sentido avaliar a profundidade da linha neutra.

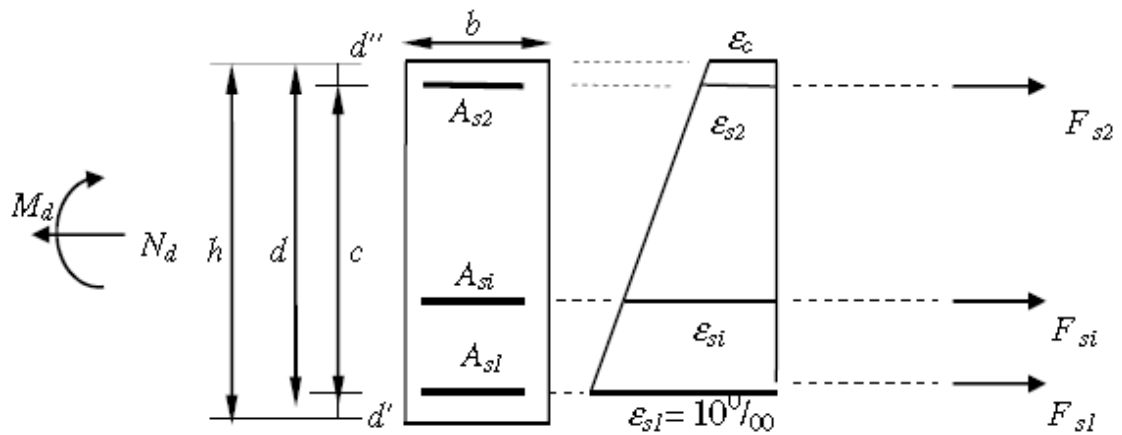


Figura 10: Esquema de deformações no Domínio 1 – SANTOS, S.H.C – Apostila de Concreto Armado III – UFRJ.

A figura 11 mostra as relações geométricas para se obter as deformações específicas ao nível da armadura genérica i:

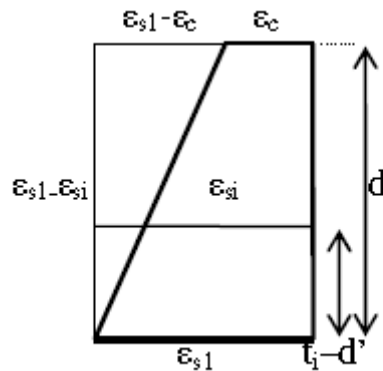


Figura 11: Relações geométricas no Domínio 1 – SANTOS, S.H.C – Apostila de Concreto Armado III – UFRJ.

$$\frac{t_1 - d'}{d} = \frac{\varepsilon_{s1} - \varepsilon_{si}}{\varepsilon_{s1} - \varepsilon_c} \therefore \varepsilon_{si} = \varepsilon_{s1} - \frac{(\varepsilon_{s1} - \varepsilon_c) \times (t_1 - d')}{d}$$

Como no Domínio 1, $\varepsilon_{s1} = 10\%$, temos:

$$\varepsilon_{si} = 10 - \frac{(10 - \varepsilon_c) \times (t_1 - d')}{d}$$

De acordo com o diagrama tensão-deformação dos aços, as tensões nas armaduras serão:

$$\sigma_{si} = \frac{\epsilon_{si}}{|\epsilon_{sd}|} \times f_{yd}, \text{ se } |\epsilon_{si}| \geq \epsilon_{yd}$$

$$\sigma_{si} = \epsilon_{si} \times E_s, \text{ se } |\epsilon_{si}| \leq \epsilon_{yd} \text{ com } E_s = 21000 \text{ kN/cm}^2$$

A força F_{si} na armadura genérica i é dada por:

$$F_i = A_{si} \times \sigma_{si}$$

O equilíbrio entre forças externas aplicadas e forças internas leva aos esforços externos equilibrantes:

$$N_d = \sum F_i \text{ e } M_d = N_d \times \frac{h}{2} - \sum F_i \times t_i$$

3.1.2 Equações para o Domínio 2

O Domínio 2 corresponde a diversas situações de flexão composta com tração, flexão simples e flexão composta com compressão. Nesse domínio existem diversas condições de equilíbrio em que a parte superior da seção está comprimida e as armaduras superiores encontram-se tracionadas ou comprimidas. O estado limite se caracteriza pelo esgotamento da capacidade de deformação específica do aço ($\epsilon_s = 10\%$). Na figura 12, tem-se o esquema das deformações na seção.

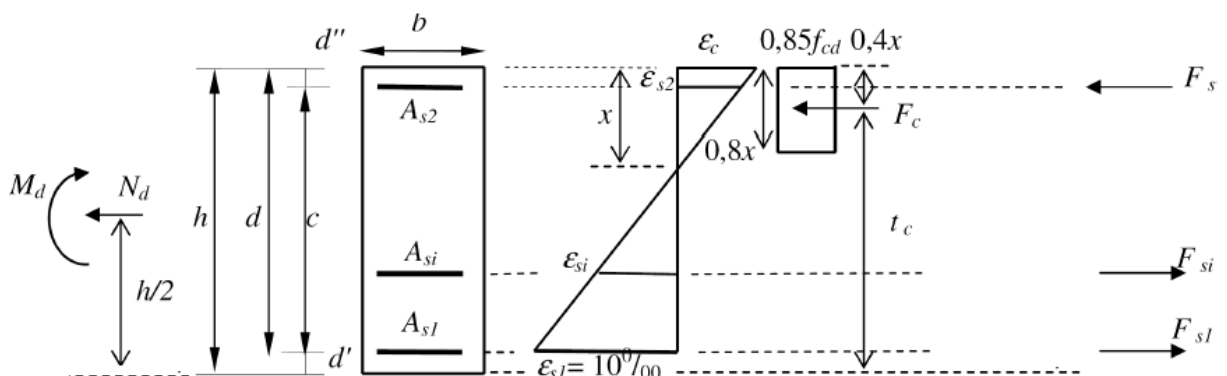


Figura 12: Esquema de deformações no Domínio 2 – SANTOS, S.H.C – Apostila de Concreto Armado III – UFRJ.

O Domínio 2 é definido pelas seguintes condições de deformação específica:

$$\varepsilon_{s1} = 10\text{‰}; \varepsilon_c = 0\text{‰} \text{ a } -3,5\text{‰}$$

A linha neutra já se encontra dentro da seção e a sua profundidade pode ser obtida através da seguinte relação:

$$x = d \times \frac{-\varepsilon_c}{-\varepsilon_c + \varepsilon_{s1}}$$

Como, no Domínio 2, $\varepsilon_{s1} = 10\text{‰}$:

$$x = d \times \frac{-\varepsilon_c}{-\varepsilon_c + 10}$$

As tensões, e as deformações específicas, nas diversas armaduras genéricas podem ser calculadas para a mesma expressão apresentada para o Domínio 1, observando-se que, neste caso, ε_c tem sinal negativo.

A força de compressão F_c , resultante das tensões de compressão no concreto é determinada com a expressão a seguir, com o sinal negativo para representar a compressão:

$$F_c = -0,85 \times f_{cd} \times b \times 0,8 \times x$$

Para o equilíbrio de momentos é necessário definir a distância do ponto de aplicação da força F_c à face inferior da seção:

$$t_c = h - 0,4 \times x$$

O equilíbrio entre forças externas aplicadas e forças internas leva aos esforços externos equilibrantes:

$$N_d = F_c + \sum F_i \text{ e } M_d = N_d \times \frac{h}{2} - F_c \times t_c - \sum F_i \times t_i$$

3.1.3 Equações para o Domínio 3

O Domínio 3 corresponde a diversas situações de flexão simples e flexão composta com compressão. Nesse Domínio existem diversas condições de equilíbrio em que a parte

superior da seção está comprimida e as armaduras encontram-se tracionadas ou comprimidas. O estado limite se caracteriza pelo esgotamento da capacidade de encurtamento do concreto, suposto com sua máxima deformação específica ($\epsilon_c = -3,5\%$). A deformação específica do aço na armadura mais inferior é, no mínimo, igual à deformação específica no escoamento.

O Domínio 3 é definido pelas seguintes condições de deformação específica:

$$\epsilon_{s1} = 10\% \text{ a } \epsilon_{yd}; \epsilon_c = -3,5\%$$

O cálculo da profundidade da linha neutra pode ser realizado pelo mesmo procedimento do Domínio 2, sendo que no Domínio 3, deve-se considerar que $\epsilon_c = -3,5\%$.

As expressões do Domínio 2 para o cálculo das deformações específicas no nível da armadura genérica i , de tensões e forças nas armaduras, da força de compressão no concreto e de equilíbrio entre forças externas aplicadas e forças internas permanecem válidas.

3.1.4 Equações para os Domínios 4 e 4a

O Domínio 4 corresponde a diversas situações de flexão simples e composta com compressão. É importante ressaltar que a transição entre os domínios 3 e 4 representa a transição entre o campo das peças subarmadas para as peças superarmadas, sendo assim as peças no limite da transição são ditas peças normalmente armadas. A ruptura se dá de maneira frágil, sem aviso (formação de fissuras), pelo esmagamento do concreto e o aço não está trabalhando com a tensão de escoamento. Por esta razão, a NBR 6118 não permite a utilização do domínio 4 na flexão simples. Nesse Domínio existem diversas condições de equilíbrio em que a parte superior da seção está comprimida e as armaduras encontram-se tracionadas ou comprimidas. O estado limite se caracteriza pelo esgotamento da capacidade de encurtamento do concreto, suposto com sua máxima deformação específica ($\epsilon_c = -3,5\%$). A deformação específica no aço na armadura mais inferior é inferior à de escoamento. O Domínio 4 é definido pelas seguintes condições de deformação específica:

$$\epsilon_{s1} = \epsilon_{yd} \text{ a } 0\%; \epsilon_c = -3,5\%$$

As expressões do Domínio 2 para o cálculo das deformações específicas no nível da armadura genérica i , de tensões e forças nas armaduras, da força de compressão no concreto e de equilíbrio entre forças externas aplicadas e forças internas permanecem válidas.

O domínio 4a corresponde a uma transição matemática entre os Domínios 4 e 5. O concreto está comprimido, e a armadura inferior passa de um estado de tração para um estado de compressão. A mudança da altura efetiva da seção de d para h provoca uma pequena compressão na armadura inferior. Este caso pode ser tratado, conservadoramente, com as expressões do Domínio 4.

3.1.5 Equações para o Domínio 5

O Domínio 5 corresponde a diversas situações de flexão composta com compressão e de compressão simples. Nesse Domínio existem diversas condições de equilíbrio em que a seção está totalmente comprimida, estando as armaduras também comprimidas.

O Domínio 5 é definido pelas seguintes condições de deformação específica:

$$\varepsilon_c = -3,5\text{‰} \quad \alpha - 2,0\text{‰} \quad \text{e} \quad \varepsilon_{s,inf} = \frac{-14 - 4 \times \varepsilon_c}{3}$$

Portanto:

$$\varepsilon_{s,inf} = 0\text{‰} \quad \alpha - 2,0\text{‰}$$

sendo $\varepsilon_{c,inf}$ a deformação específica na face inferior do concreto, devendo ser consideradas ambas as deformações com seus respectivos valores negativos. Na figura 13, tem-se o esquema de deformações na seção.

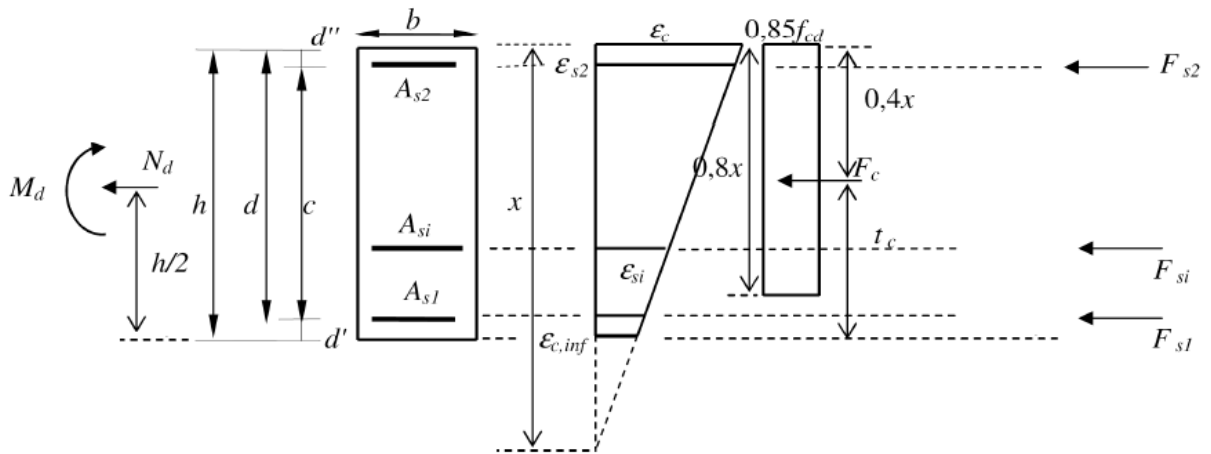


Figura 13: Esquema de deformações no Domínio 5 – SANTOS, S.H.C – Apostila de Concreto Armado III – UFRJ.

A linha neutra para as seções no domínio 5 pode ser obtida através da seguinte relação:

$$x = h \times \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c - \epsilon_{c,inf}} = h \times \frac{3 \times \epsilon_c}{7 \times \epsilon_c + 14}$$

A figura 14 mostra as relações geométricas para se obter as deformações específicas ao nível da armadura genérica i.

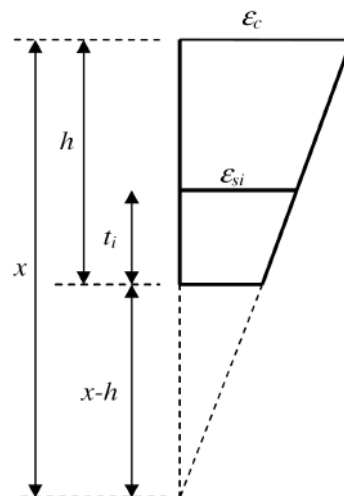


Figura 14: Relações geométricas no Domínio 5 – SANTOS, S.H.C – Apostila de Concreto Armado III – UFRJ.

As deformações específicas no nível da armadura genérica i são obtidas, por relações geométricas, com o auxílio da figura acima:

$$\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{si}} = \frac{x}{t_1 + x - h} \therefore \epsilon_{si} = \epsilon_c \times \left(\frac{t_1 + x - h}{x} \right)$$

Com o valor da profundidade da linha neutra conhecido, tem-se:

$$\epsilon_{si} = \epsilon_c \times \left(\frac{7 \times t_1 \times \epsilon_n + 14 \times t_1 + 3 \times h \times \epsilon_n - 7 \times h \times \epsilon_n - 14 \times h}{3 \times h \times \epsilon_c} \right) \therefore$$

$$\epsilon_{si} = \frac{7 \times t_1 \times \epsilon_c + 14 \times t_1 - 4 \times h \times \epsilon_c - 14 \times h}{3 \times h}$$

As expressões do Domínio 2 para o cálculo de tensões e forças nas armaduras, da força de compressão no concreto e de equilíbrio entre forças externas aplicadas e forças internas permanecem válidas.

3.2 PLANILHAS DE VERIFICAÇÃO

Com auxílio das equações que definem o equilíbrio das seções em todos os domínios de deformações específicas no estado limite último, é possível então fixar algumas das variáveis do problema, como as dimensões da seção transversal, a quantidade e disposição das armaduras e as propriedades dos materiais, obtendo, para todos os Domínios, seus respectivos pares de esforços resistentes. O procedimento descrito pode ser sistematizado através de planilhas do tipo EXCEL.

Com os esforços resistentes definidos, pode-se proceder à verificação da seção para os pares de esforços atuantes. Caso os esforços atuantes se localizem dentro da zona de segurança definida pelos esforços resistentes, a segurança é garantida.

A figura 15 mostra a geometria da seção e as armaduras correspondentes que serão verificadas.

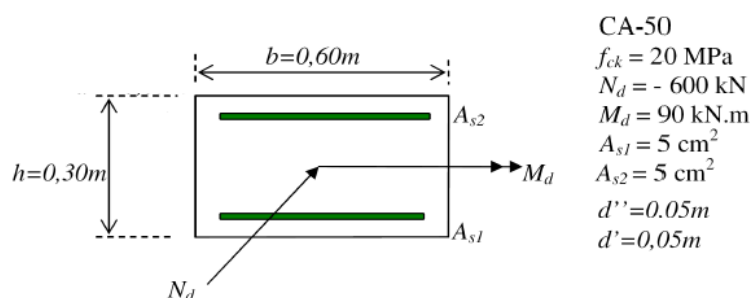


Figura 15: Exemplo 1 - Seção para verificação.

A planilha EXCEL mostrada a seguir fornece, para cada linha correspondente às diversas configurações deformadas, a profundidade da linha neutra, as deformações específicas da face superior do concreto e das armaduras A_{s1} e A_{s2} , e os pares de valores resistentes N_d e M_d , para armadura fornecida, $A_{s,dado}$ e para $A_s = 0$. O gráfico Curva de Interação ($N_d \times M_d$) exprime os valores resistentes. A região interna à curva $A_{s,dado}$ representa a região segura da seção. Caso o par de esforços solicitantes se situe fora da região, a seção deverá ser redimensionada.

Seção Transversal		d'(m)	0,05
b (m)	0,6	d'(m)	0,05
h (m)	0,3	d(m)	0,25

Concreto	
fck (MPa)	20
fcd (kN/cm ²)	14286

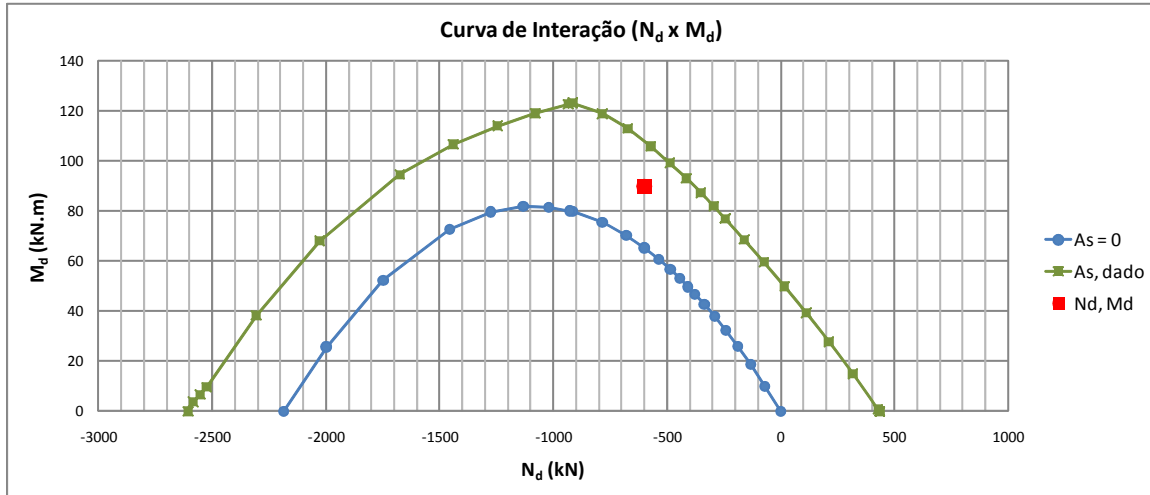
Aço		CA50A		
fyk (kN/cm ²)	50	$\sigma_{y,d}$ (%)		2,070
Es (kN/cm ²)	21000	f _{yd} (kN/cm ²)		43,48

Disposição das Armaduras

Camadas	A _{si} (cm ²)	t _i (m)	Camadas	A _{si} (cm ²)	t _i (m)	Camadas	A _{si} (cm ²)	t _i (m)	Camadas	A _{si} (cm ²)	t _i (m)
1	5	0,05	6			11			16		
2	5	0,25	7			12			17		
3			8			13			18		
4			9			14			19		
5			10			15			20		

Esforços Solicitantes			
Nd(kN) =	-600,0	Md(kN.m) =	90,00

As_{total} (cm²) = 10



Domínios	x (m)	e _c (%)	e _{s1} (%)	e _{s2} (%)	σ _{s1} (kN/cm ²)	σ _{s2} (kN/cm ²)	As dado		As = 0		
							N _d (kN)	M _d (kN.m)	N _d (kN)	M _d (kN.m)	
Domínio 1		10,00	10,00	10,00	43,48	43,48	435	0	0	0	
	ε _{s1} = 10%	8,00	10,00	8,40	43,48	43,48	435	0	0	0	
		6,00	10,00	6,80	43,48	43,48	435	0	0	0	
		4,00	10,00	5,20	43,48	43,48	435	0	0	0	
		2,00	10,00	3,60	43,48	43,48	435	0	0	0	
Domínio 2		0,00	10,00	2,00	43,48	42,00	427	1	0	0	
	ε _{s1} = 10%	0,012	-0,50	1,60	43,48	33,60	316	15	-69	10	
		0,023	-1,00	1,20	43,48	25,20	211	28	-132	19	
		0,033	-1,50	0,80	43,48	16,80	111	39	-190	26	
		0,042	-2,00	0,40	43,48	8,40	17	50	-243	32	
Domínio 3		0,050	-2,50	0,00	43,48	0,00	-74	60	-291	38	
	ε _{s1} = 3,5%	0,058	-3,00	0,00	43,48	-8,40	-161	69	-336	43	
		0,065	-3,50	0,00	43,48	-16,80	-244	77	-378	47	
		0,070	-3,50	9,00	43,48	-21,00	-296	82	-408	50	
		0,076	-3,50	8,00	43,48	-25,20	-352	87	-443	53	
Domínio 4		0,083	-3,50	7,00	43,48	-29,40	-415	93	-486	57	
	ε _{s1} = 3,5%	0,092	-3,50	6,00	43,48	-33,60	-487	99	-537	61	
		0,103	-3,50	5,00	43,48	-37,80	-572	106	-600	65	
		0,117	-3,50	4,00	43,48	-42,00	-673	113	-680	70	
		0,135	-3,50	3,00	43,48	-43,48	-785	119	-785	75	
Domínio 5		0,157	-3,50	2,07	43,48	-43,48	-916	123	-916	80	
	ε _{s1} = 2,0%	0,157	-3,50	2,07	43,48	-43,48	-916	123	-916	80	
		0,159	-3,50	2,00	42,00	-43,48	-935	123	-927	80	
		0,175	-3,50	1,50	31,50	-43,48	-1080	119	-1020	82	
		0,194	-3,50	1,00	21,00	-43,48	-1246	114	-1133	82	
		0,219	-3,50	0,50	10,50	-43,48	-1440	107	-1275	80	
		0,250	-3,50	0,00	0,00	-43,48	-1675	95	-1457	73	
	ε _{s1} = 2,0%	0,300	-3,50	-0,58	-2,92	-12,25	-43,48	-2027	68	-1749	52
		0,343	-3,20	-0,87	-2,73	-18,20	-43,48	-2307	38	-1998	26
		0,375	-2,90	-1,15	-2,55	-24,15	-43,48	-2524	10	-2186	0
		0,375	-2,60	-1,43	-2,37	-30,10	-43,48	-2554	7	-2186	0
		0,375	-2,30	-1,72	-2,18	-36,05	-43,48	-2583	4	-2186	0
		0,375	-2,00	-2,00	-2,00	-42,00	-42,00	-2606	0	-2186	0

Figura 16: Exemplo 1 - Planilha para verificação de seções de concreto armado na flexão composta reta.

Como para a seção e armadura definidas, os esforços atuantes se encontram internamente à curva de interação definida por $A_{s,dado}$, a seção está segura.

A Figura 17 apresenta o diagrama de interação para a mesma seção do exemplo anterior, agora analisada com o programa NORMAL 1.0 [13]. Para a situação da flexão composta reta, o par de valores calculado para cada deformada é exato, sendo a única aproximação feita a consideração do diagrama retangular equivalente para o concreto comprimido, conforme prescrito na NBR 6118 (2003).

O programa NORMAL 1.0 traça o diagrama de interação na flexão composta reta. Os resultados do programa foram utilizados como método de validação dos resultados obtidos pela planilha desenvolvida neste trabalho.

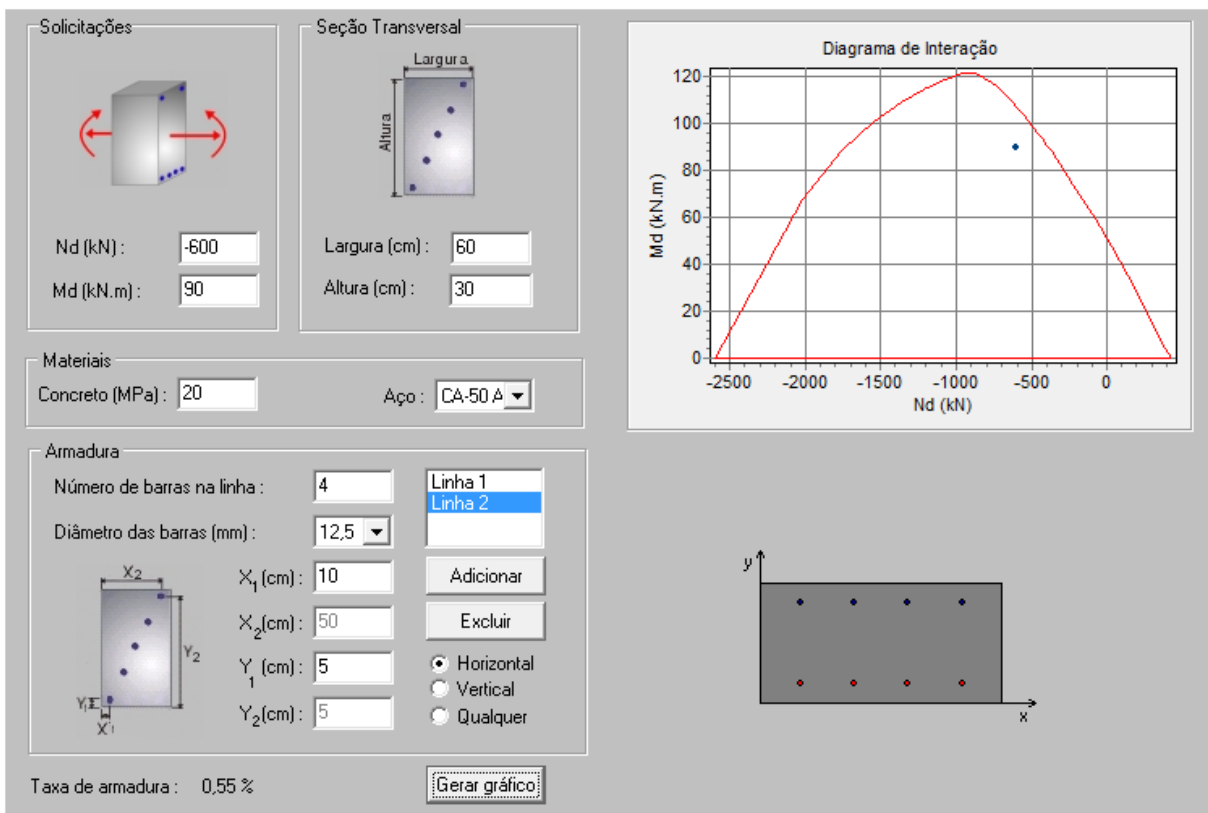


Figura 17: Diagrama de Interação N_d x M_d para flexão composta reta - NORMAL 1.0.

4 DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA

A flexão composta oblíqua ocorre em peças onde atuam simultaneamente um carregamento axial e momentos fletores nas duas direções dos seus eixos principais de inércia. Qualquer momento que atue fora dos eixos principais de inércia da peça pode ser representado pelas suas componentes nos referidos eixos, ocasionando a flexão desviada (oblíqua).

4.1 CÁLCULO EXATO

A resolução exata para o problema da flexão composta oblíqua é possível através de programas de computador ou por um processo iterativo bastante trabalhoso, em que se ajusta por tentativas a posição da linha neutra e o ângulo por ela formado com os eixos X e Y, até que essa posição forneça esforços resistentes nos materiais que equilibrem os esforços solicitantes.

Também é possível resolver o dimensionamento à flexão oblíqua através dos ábacos de interação encontrados na literatura, como os ábacos de Montoya ou os ábacos de Pfeil [14].

As demonstrações e aprofundamentos sobre o cálculo exato fogem do objetivo desse trabalho.

4.2 VERIFICAÇÃO PELA FORMULAÇÃO APROXIMADA DA NBR 6118

A NBR 6118 (2003), no seu item 17.2.5.2, apresenta uma curva de interação aproximada resistente para seções de concreto armado em situações de flexão simples (N=0) ou composta oblíqua. A curva resistente é obtida através da seguinte formulação aproximada:

$$\left(\frac{M_{Rd,y}}{M_{Rd,yy}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{Rd,x}}{M_{Rd,xx}}\right)^\alpha = 1$$

Na verificação das seções de concreto, para garantir a segurança, deve-se ter:

$$\left(\frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,yy}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,xx}}\right)^\alpha \leq 1$$

onde:

$M_{Rd,x}$ e $M_{Rd,y}$ são as componentes do momento resistente de cálculo em flexão composta oblíqua, segundo os dois eixos principais de inércia x e y, da seção bruta, com um esforço normal resistente de cálculo N_{Rd} igual à normal solicitante N_{Sd} ;

$M_{Sd,x}$ e $M_{Sd,y}$ são as componentes do momento solicitante de cálculo em flexão composta oblíqua, segundo os dois eixos principais de inércia x e y, da seção bruta, com um esforço normal igual à N_{Sd} ;

$M_{Rd,xx}$ e $M_{Rd,yy}$ são os momentos resistentes de cálculo segundo cada um dos referidos eixos em flexão composta normal, com o mesmo valor de N_{Rd} ;

α é um expoente cujo valor depende de fatores como: valor da força normal, geometria da seção, arranjo da armadura e suas porcentagens. Para seções retangulares, pode-se adotar $\alpha = 1,2$; para outras seções pode-se adotar a favor da segurança $\alpha = 1,0$.

4.3 AUTOMATIZAÇÃO DA VERIFICAÇÃO À FLEXÃO OBLÍQUA PELA FORMULAÇÃO APROXIMADA DA NBR 6118

Como mostrado no item anterior, a NBR 6118 (2003) permite a verificação da flexão composta oblíqua através de dados obtidos da flexão composta reta para a seção em estudo e os carregamentos atuantes (N , M_x e M_y).

No item 3.2 do capítulo 3 deste trabalho, foi descrito o processo para a verificação da flexão composta reta em planilhas automáticas. O processo de automatização da verificação da flexão oblíqua agora consiste em obter os valores dos momentos resistentes $M_{Rd,xx}$ e $M_{Rd,yy}$, para o valor de N_{Rd} , e com os dados dos esforços solicitantes $M_{Sd,x}$ e $M_{Sd,y}$ proceder à verificação da equação aproximada dada pela NBR 6118 (2003).

A automatização do processo apresentada nesse trabalho é feita através da associação de duas planilhas distintas para verificar os momentos resistentes nas direções X e Y, que dependem da geometria da seção, do arranjo e quantidade da armadura, das características dos materiais e do esforço normal atuante. Como a automatização objetiva verificar diversos carregamentos para uma mesma seção, com armadura longitudinal já estabelecida, as curvas resistentes são únicas, para cada direção.

As figuras 19 a 24 mostram a planilha de automatização da verificação à flexão composta oblíqua, para uma seção retangular (Figura 18), submetida a um conjunto de 20 carregamentos distintos. Os esforços solicitantes aplicados foram fornecidos mantendo o esforço normal constante e variando somente os valores dos momentos fletores nas duas direções. Isso foi feito para que a curva de interação aproximada na flexão oblíqua fosse única. A planilha pode ser utilizada para quaisquer valores de esforços e para cada trio de esforços sua curva de interação aproximada é apresentada, bastando para isso selecionar o número do carregamento para o qual se deseja obter o diagrama. A Figura 18 apresenta a seção utilizada para verificação na planilha automática.

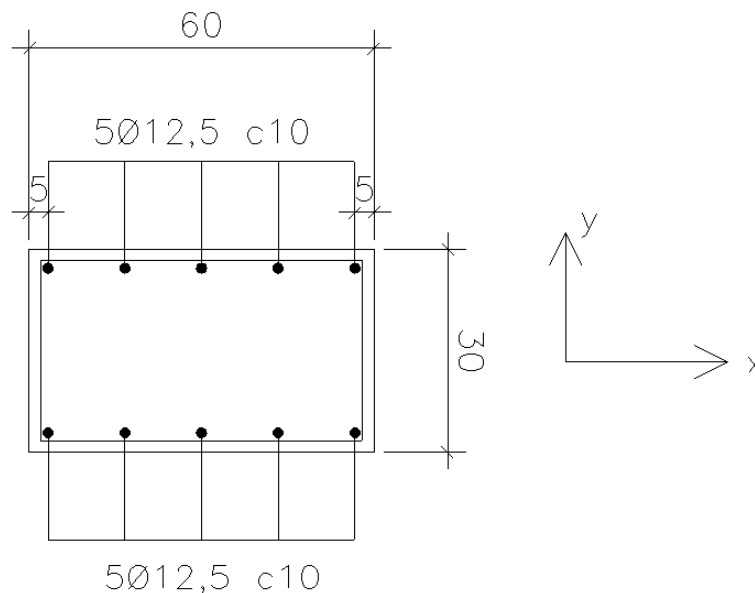


Figura 18: Exemplo 2 – Seção para verificação – dimensões em cm.

A planilha de verificação foi dividida em três partes (abas) distintas.

1ª ABA – ENTRADA DE DADOS E VERIFICAÇÃO

Esta aba contém a entrada de dados, CAMPO 1 (Figura 19), onde são fornecidas a geometria da seção, as propriedades dos materiais e o arranjo das armaduras para as direções X e Y. Logo abaixo é situado o campo onde são fornecidos os carregamentos atuantes, CAMPO 2 (Figura 20). Ao lado dos carregamentos atuantes podem ser vistos os respectivos momentos resistentes, obtidos de uma interpolação dos momentos superiores e inferiores

apresentados no CAMPO 3 (Figura 21), e a verificação da expressão de interação aproximada da NBR 6118 (2003). No CAMPO 3, são mostrados os esforços normais e os momentos fletores superiores e inferiores para cada carregamento, obtidos a partir de uma pesquisa realizada através de formulas lógicas pela planilha nas duas abas seguintes. A última região da primeira parte da planilha, CAMPO 4 (Figura 22), apresenta a curva de interação aproximada para o carregamento selecionado.

Mx											
Seção Transversal			d(m)	0,05	Concreto			Aço		CA50A	
b (m)	0,6	d'(m)	0,05	fck (MPa)	20	fyk (kN/cm ²)	50	fyd (%)	2,070		
h (m)	0,3	d(m)	0,25	fcd (kN/cm ²)	14286	Es (kN/cm ²)	21000	fyd (kN/cm ²)	43,48		
Disposição das Armaduras											
Camadas	A _{st} (cm ²)	t _i (m)	Camadas	A _{st} (cm ²)	t _i (m)	Camadas	A _{st} (cm ²)	t _i (m)	Camadas	A _{st} (cm ²)	t _i (m)
1	6,15	0,05	6			11			16		
2	6,15	0,25	7			12			17		
3			8			13			18		
4			9			14			19		
5			10			15			20		

My											
Seção Transversal			d(m)	0,05	Concreto			Aço		CA50A	
b (m)	0,3	d'(m)	0,05	fck (MPa)	20	fyk (kN/cm ²)	50	fyd (%)	2,070		
h (m)	0,6	d(m)	0,55	fcd (kN/cm ²)	14286	Es (kN/cm ²)	21000	fyd (kN/cm ²)	43,48		
Disposição das Armaduras											
Camadas	A _{st} (cm ²)	t _i (m)	Camadas	A _{st} (cm ²)	t _i (m)	Camadas	A _{st} (cm ²)	t _i (m)	Camadas	A _{st} (cm ²)	t _i (m)
1	2,46	0,05	6			11			16		
2	2,46	0,55	7			12			17		
3	2,46	0,176	8			13			18		
4	2,46	0,3	9			14			19		
5	2,46	0,425	10			15			20		

CAMPO 1

Figura 19: Exemplo 2 - Planilha para verificação de seções de concreto armado na flexão composta oblíqua – ENTRADA DE DADOS E VERIFICAÇÃO – CAMPO 1.

N ° carreg	Nsd (kN)	Msd X (kN.m)	Msd Y (kN.m)	M rd XX (kN.m)	M rd YY (kN.m)	(Msd X / Mrd XX) ^{1,2}	(Msd Y / Mrd YY) ^{1,2}	SOMA	Verificação
1	-100,00	5,00	0,00	72,47	151,38	0,04	0,00	0,04	OK
2	-100,00	0,00	5,00	72,47	151,38	0,00	0,02	0,02	OK
3	-100,00	5,00	75,00	72,47	151,38	0,04	0,43	0,47	OK
4	-100,00	50,00	100,00	72,47	151,38	0,64	1,25	1,25	NÃO PASSA
5	-100,00	15,00	10,00	72,47	151,38	0,15	0,04	0,19	OK
6	-100,00	25,00	100,00	72,47	151,38	0,28	0,61	0,89	OK
7	-100,00	10,00	30,00	72,47	151,38	0,09	0,14	0,24	OK
8	-100,00	15,00	90,00	72,47	151,38	0,15	0,54	0,69	OK
9	-100,00	45,00	90,00	72,47	151,38	0,56	0,54	1,10	NÃO PASSA
10	-100,00	40,00	0,00	72,47	151,38	0,49	0,00	0,49	OK
11	-100,00	5,00	130,00	72,47	151,38	0,04	0,83	0,87	OK
12	-100,00	20,00	40,00	72,47	151,38	0,21	0,20	0,42	OK
13	-100,00	32,00	20,00	72,47	151,38	0,37	0,09	0,46	OK
14	-100,00	10,00	120,00	72,47	151,38	0,09	0,76	0,85	OK
15	-100,00	80,00	57,00	72,47	151,38	1,13	0,31	1,44	NÃO PASSA
16	-100,00	60,00	10,00	72,47	151,38	0,80	0,04	0,84	OK
17	-100,00	40,00	50,00	72,47	151,38	0,49	0,26	0,75	OK
18	-100,00	50,00	45,00	72,47	151,38	0,64	0,23	0,87	OK
19	-100,00	70,00	70,00	72,47	151,38	0,96	0,40	1,36	NÃO PASSA
20	-100,00	20,00	70,00	72,47	151,38	0,21	0,40	0,61	OK

CAMPO 2

Figura 20: Exemplo 2 - Planilha para verificação de seções de concreto armado na flexão composta oblíqua – ENTRADA DE DADOS E VERIFICAÇÃO – CAMPO 2.

2ª ABA – Mx

Esta aba consiste em uma planilha de verificação de flexão composta reta para a direção do momento Mx (Figura 23). Nessa aba não é necessário o fornecimento de nenhum dado e os valores dos momentos resistentes $M_{Rd,xx}$ são calculados para todas as situações de deformações específicas percorridas pela seção. Através dessa aba e do esforço normal atuante, o CAMPO 3 obtém os valores dos esforços normais e momentos superiores e inferiores, para cada carregamento, na direção X.

Seção Transversal		d'(m)	0,05
b (m)	0,6	d'(m)	0,05
h (m)	0,3	d(m)	0,25

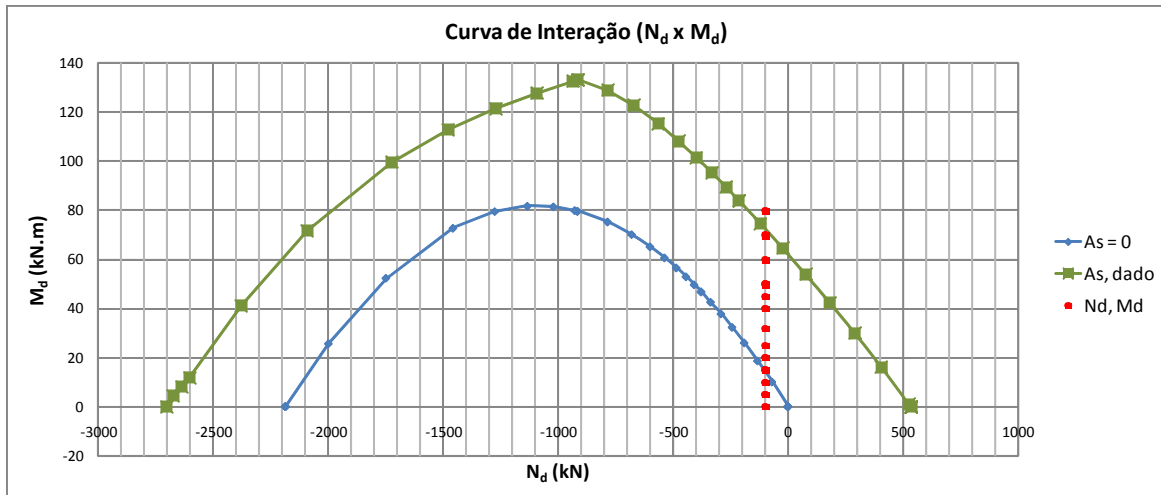
Concreto	
fck (MPa)	20
fcd (kN/cm ²)	14286

Aço		CA50A		
fyk (kN/cm ²)	50	f _{y,d} (%)	2,070	
Es (kN/cm ²)	21000	f _{y,d} (kN/cm ²)	43,48	

Disposição das Armaduras

Camadas	A _{si} (cm ²)	t _i (m)	Camadas	A _{si} (cm ²)	t _i (m)	Camadas	A _{si} (cm ²)	t _i (m)	Camadas	A _{si} (cm ²)	t _i (m)
1	6,15	0,05	6	0	0	11	0	0	16	0	0
2	6,15	0,25	7	0	0	12	0	0	17	0	0
3	0	0	8	0	0	13	0	0	18	0	0
4	0	0	9	0	0	14	0	0	19	0	0
5	0	0	10	0	0	15	0	0	20	0	0

As_s total (cm²) = 12,3



Domínios	x (m)	e _c (%)	e _{s1} (%)	e _{s2} (%)	σ _{s1} (kN/cm ²)	σ _{s2} (kN/cm ²)	As dado		As = 0	
							N _d (kN)	M _d (kN.m)	N _d (kN)	M _d (kN.m)
Domínio 1		10,00	10,00	10,00	43,48	43,48	535	0	0	0
e_{s1} = 10%		8,00	10,00	8,40	43,48	43,48	535	0	0	0
		6,00	10,00	6,80	43,48	43,48	535	0	0	0
		4,00	10,00	5,20	43,48	43,48	535	0	0	0
		2,00	10,00	3,60	43,48	43,48	535	0	0	0
		0,00	10,00	2,00	43,48	42,00	526	1	0	0
Domínio 2	0,012	-0,50	10,00	1,60	43,48	33,60	405	16	-69	10
e_{s1} = 10%	0,023	-1,00	10,00	1,20	43,48	25,20	290	30	-132	19
	0,033	-1,50	10,00	0,80	43,48	16,80	181	42	-190	26
	0,042	-2,00	10,00	0,40	43,48	8,40	76	54	-243	32
	0,050	-2,50	10,00	0,00	43,48	0,00	-24	65	-291	38
	0,058	-3,00	10,00	-0,40	43,48	-8,40	-121	75	-336	43
	0,065	-3,50	10,00	-0,80	43,48	-16,80	-214	84	-378	47
Domínio 3	0,065	-3,50	10,00	-0,80	43,48	-16,80	-214	84	-378	47
e_c = 3,5%	0,070	-3,50	9,00	-1,00	43,48	-21,00	-270	89	-408	50
	0,076	-3,50	8,00	-1,20	43,48	-25,20	-331	95	-443	53
	0,083	-3,50	7,00	-1,40	43,48	-29,40	-399	101	-486	57
	0,092	-3,50	6,00	-1,60	43,48	-33,60	-476	108	-537	61
	0,103	-3,50	5,00	-1,80	43,48	-37,80	-565	115	-600	65
	0,117	-3,50	4,00	-2,00	43,48	-42,00	-671	123	-680	70
	0,135	-3,50	3,00	-2,20	43,48	-43,48	-785	129	-785	75
	0,157	-3,50	2,07	-2,39	43,48	-43,48	-916	133	-916	80
Domínio 4	0,157	-3,50	2,07	-2,39	43,48	-43,48	-916	133	-916	80
e_c = 3,5%	0,159	-3,50	2,00	-2,40	42,00	-43,48	-936	133	-927	80
	0,175	-3,50	1,50	-2,50	31,50	-43,48	-1094	128	-1020	82
	0,194	-3,50	1,00	-2,60	21,00	-43,48	-1272	122	-1133	82
	0,219	-3,50	0,50	-2,70	10,50	-43,48	-1478	113	-1275	80
	0,250	-3,50	0,00	-2,80	0,00	-43,48	-1725	100	-1457	73
Domínio 5	0,300	-3,50	-0,58	-2,92	-12,25	-43,48	-2091	72	-1749	52
e_c = 2,0%	0,343	-3,20	-0,87	-2,73	-18,20	-43,48	-2378	41	-1998	26
	0,375	-2,90	-1,15	-2,55	-24,15	-43,48	-2602	12	-2186	0
	0,375	-2,60	-1,43	-2,37	-30,10	-43,48	-2638	8	-2186	0
	0,375	-2,30	-1,72	-2,18	-36,05	-43,48	-2675	5	-2186	0
	0,375	-2,00	-2,00	-2,00	-42,00	-42,00	-2702	0	-2186	0

Figura 23: Exemplo 2 - Planilha para verificação de seções de concreto armado na flexão composta oblíqua – M_x.

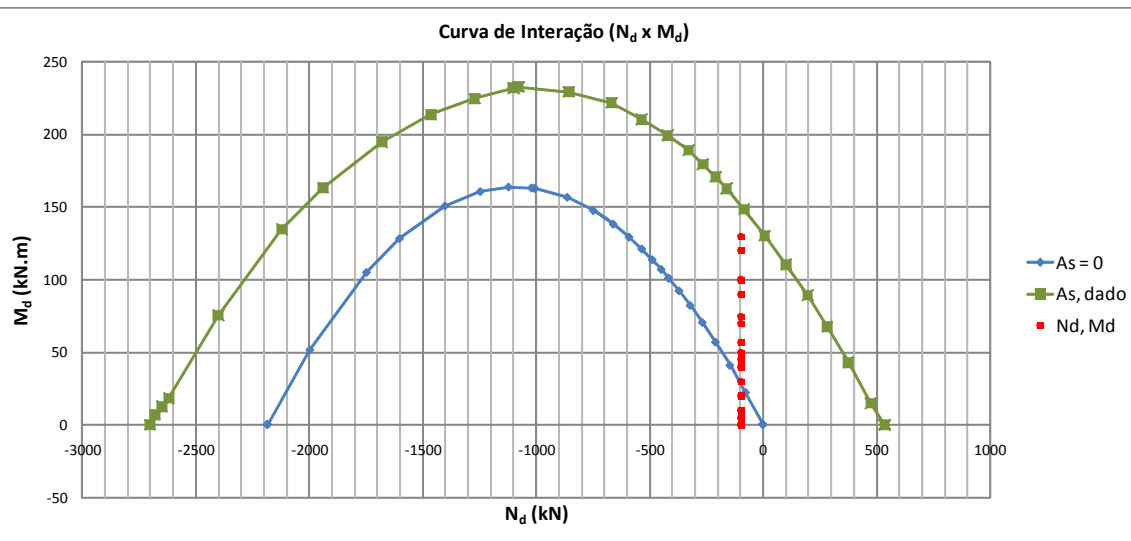
3ª ABA – My

A aba My (Figura 24), tem a mesma função da anterior, porém os dados obtidos são relativos à direção Y.

Seção Transversal			Concreto			Aço					
b (m)	0,3	d'(m)	fck (MPa)	20		CA50A	fyk (kN/cm ²)	50	fyd (%)	2,070	
h (m)	0,6	d(m)	fc'd (kN/cm ²)	14286		Es (kN/cm ²)	21000	fy'd (kN/cm ²)	43,48		
d'(m)			0,05			0,05			0,55		

Disposição das Armaduras											
Camadas	A _{sl} (cm ²)	t _i (m)	Camadas	A _{sl} (cm ²)	t _i (m)	Camadas	A _{sl} (cm ²)	t _i (m)	Camadas	A _{sl} (cm ²)	t _i (m)
1	2,46	0,05	6	0	0	11	0	0	16	0	0
2	2,46	0,55	7	0	0	12	0	0	17	0	0
3	2,46	0,175	8	0	0	13	0	0	18	0	0
4	2,46	0,3	9	0	0	14	0	0	19	0	0
5	2,46	0,425	10	0	0	15	0	0	20	0	0

As_s total (cm²) =	12,3
--	-------------



Domínios	x (m)	e _c (%)	e _{s1} (%)	e _{s2} (%)	σ _{s1} (kN/cm ²)	σ _{s2} (kN/cm ²)	As dado		As = 0	
							N _d (kN)	M _d (kN.m)	N _d (kN)	M _d (kN.m)
Domínio 1		10,00	10,00	10,00	43,48	43,48	535	0	0	0
e _{s1} = 10%		8,00	10,00	8,18	43,48	43,48	535	0	0	0
		6,00	10,00	6,36	43,48	43,48	535	0	0	0
		4,00	10,00	4,55	43,48	43,48	535	0	0	0
		2,00	10,00	2,73	43,48	43,48	535	0	0	0
		0,00	10,00	0,91	43,48	19,09	475	15	0	0
Domínio 2	0,026	-0,50	10,00	0,45	43,48	9,55	375	43	-76	22
e _{s1} = 10%	0,050	-1,00	10,00	0,00	43,48	0,00	282	68	-146	41
	0,072	-1,50	10,00	-0,45	43,48	-9,55	195	89	-209	57
	0,092	-2,00	10,00	-0,91	43,48	-19,09	101	110	-267	70
	0,110	-2,50	10,00	-1,36	43,48	-26,64	6	130	-321	82
	0,127	-3,00	10,00	-1,82	43,48	-38,18	-84	148	-370	92
	0,143	-3,50	10,00	-2,27	43,48	-43,48	-161	163	-416	101
Domínio 3	0,143	-3,50	10,00	-2,27	43,48	-43,48	-161	163	-416	101
e _c = 3,5%	0,154	-3,50	9,00	-2,36	43,48	-43,48	-210	171	-449	107
	0,167	-3,50	8,00	-2,45	43,48	-43,48	-266	180	-488	114
	0,183	-3,50	7,00	-2,55	43,48	-43,48	-329	189	-534	121
	0,203	-3,50	6,00	-2,64	43,48	-43,48	-421	199	-591	129
	0,226	-3,50	5,00	-2,73	43,48	-43,48	-535	210	-660	138
	0,257	-3,50	4,00	-2,82	43,48	-43,48	-668	222	-748	148
	0,296	-3,50	3,00	-2,91	43,48	-43,48	-856	229	-863	157
	0,346	-3,50	2,07	-2,99	43,48	-43,48	-1079	233	-1007	163
Domínio 4	0,346	-3,50	2,07	-2,99	43,48	-43,48	-1079	233	-1007	163
e _c = 3,5%	0,350	-3,50	2,00	-3,00	42,00	-43,48	-1101	232	-1020	163
	0,385	-3,50	1,50	-3,05	31,50	-43,48	-1271	225	-1122	164
	0,428	-3,50	1,00	-3,09	21,00	-43,48	-1464	214	-1247	161
	0,481	-3,50	0,50	-3,14	10,50	-43,48	-1680	195	-1403	151
	0,550	-3,50	0,00	-3,18	0,00	-43,48	-1940	163	-1603	128
Domínio 5	0,600	-3,50	-0,29	-3,21	-6,13	-43,48	-2121	135	-1749	105
e _c = 2,0%	0,686	-3,20	-0,63	-2,97	-13,30	-43,48	-2401	75	-1998	51
	0,750	-2,90	-0,98	-2,73	-20,48	-43,48	-2619	18	-2186	0
	0,750	-2,60	-1,32	-2,48	-27,65	-43,48	-2649	13	-2186	0
	0,750	-2,30	-1,66	-2,24	-34,83	-43,48	-2679	7	-2186	0
	0,750	-2,00	-2,00	-2,00	-42,00	-42,00	-2702	0	-2186	0

Figura 24: Exemplo 2 - Planilha para verificação de seções de concreto armado na flexão composta oblíqua – My.

Para efeito de validação dos dados fornecidos pela planilha automática foi gerado o diagrama de interação no programa de computador OBLÍQUA [15]. O programa OBLÍQUA gera os diagramas de interação através do método exato. Na Figura 25 é mostrado a entrada de dados e o diagrama de interação para a mesma seção do Exemplo 2.

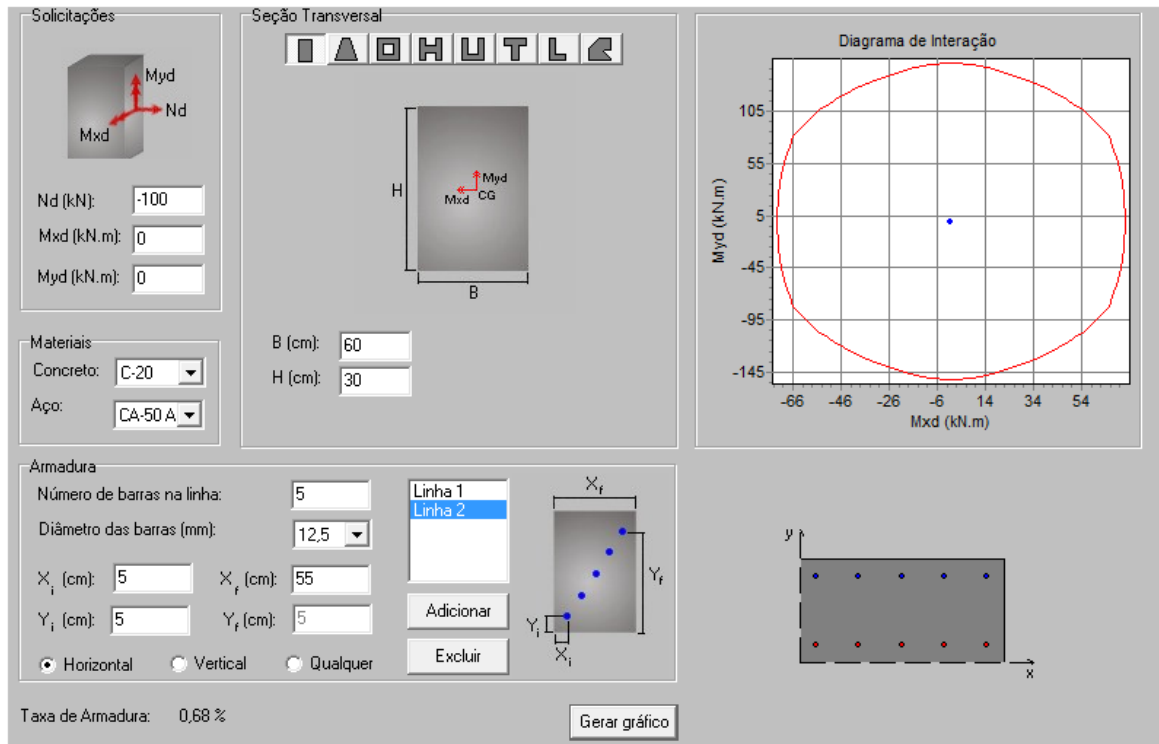


Figura 25: Verificação no programa OBLÍQUA.

Na figura 26 estão plotadas as curvas de interação pela formulação aproximada da NBR 6118 e a obtida pelo programa OBLÍQUA.

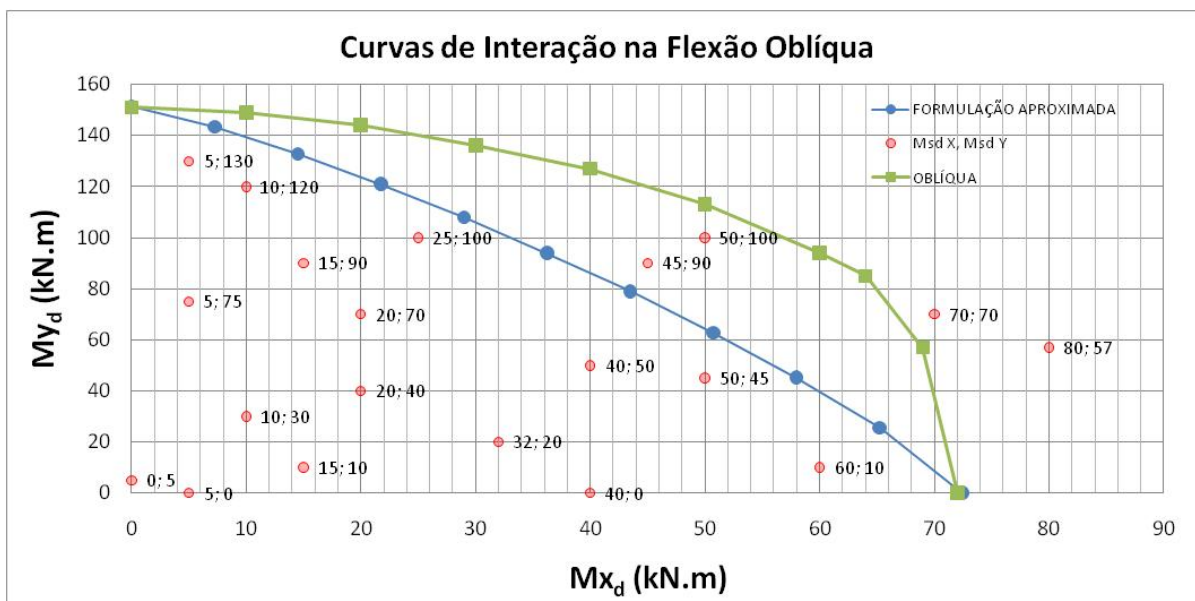


Figura 26: Curvas de interação na flexão oblíqua.

Pode-se observar que a curva obtida a partir da formulação aproximada apresenta resultados mais conservadores que aqueles obtidos pela formulação exata. Percebe-se, assim, que alguns casos de carregamentos que não passavam pela verificação da formulação aproximada estão dentro da zona de segurança obtida pela curva exata.

A identificação dos esforços críticos é facilmente feita através da planilha automática por meio da coluna que apresenta a soma das relações entre os momentos atuantes e resistente. Com o emprego do programa OBLÍQUA, no entanto, seria necessário investigar todos os 20 carregamentos, um a um, para verificar se os mesmos se encontram na zona de segurança. Sendo assim, torna-se aconselhável o uso das planilhas para verificar todos os carregamentos e, caso algum apresente o valor da verificação aproximada maior que 1,0, deve-se proceder à verificação para esse caso de carregamento através da solução exata.

5 APLICAÇÃO DA AUTOMATIZAÇÃO PARA A VERIFICAÇÃO À FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA DOS PILARES DE UM VIADUTO

A seguir é apresentado um exemplo prático de aplicação das tabelas automáticas de verificação da flexão composta oblíqua pelo processo aproximado apresentado pela NBR 6118 (2003) para os pilares de um viaduto. Esse exemplo real evidencia a ocorrência de um número muito grande de casos de carregamentos para uma dada seção decorrentes da consideração das combinações dos vários esforços atuantes transmitidos pela superestrutura.

A proposta de utilização dessa planilha não tem a intenção de substituir o cálculo através do método exato, porém contribui de maneira significativa frente às dificuldades de realização do cálculo exato para casos de grande quantidade de carregamentos. Assim, a planilha oferece como vantagens a simplicidade e a rapidez de utilização quando há necessidade de se garantir a segurança da seção em diferentes cenários, tal como ocorre diariamente nos escritórios de projetos.

5.1 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA

O viaduto apresentado a seguir insere-se em um trecho do traçado horizontal que se inicia em tangente, passa por um trecho em curva circular de raio igual a 75m prosseguindo em tangente até o final do viaduto. O seu greide é composto por duas rampas concordadas por parábola simples com comprimento de 146,00m.

O sistema estrutural consiste em viga contínua de concreto protendido de cinco vãos de 25,0 m, 30,0 m, 36,0 m, 30,0 m e 25,0 m, respectivamente.

A seção transversal do viaduto é estruturada por meio de viga unicelular de concreto protendido com altura constante de 1,80m.

A transmissão das solicitações da superestrutura para a mesosestrutura é feita mediante aparelhos de apoio em borracha de neoprene fretada, o que leva à conclusão que o modelo adotado para dimensionamento dos pilares é engastado na base e livre no topo.

As características longitudinais e transversais da obra são mostradas nas Figuras 27 a 29.

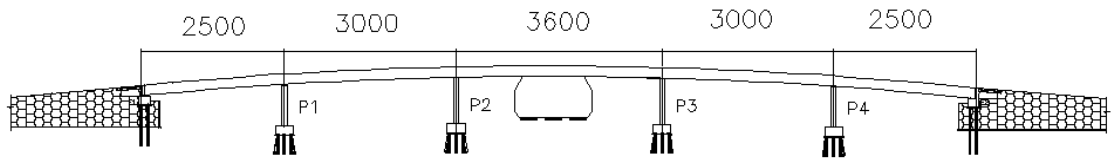


Figura 27: Esquema estrutural do viaduto.

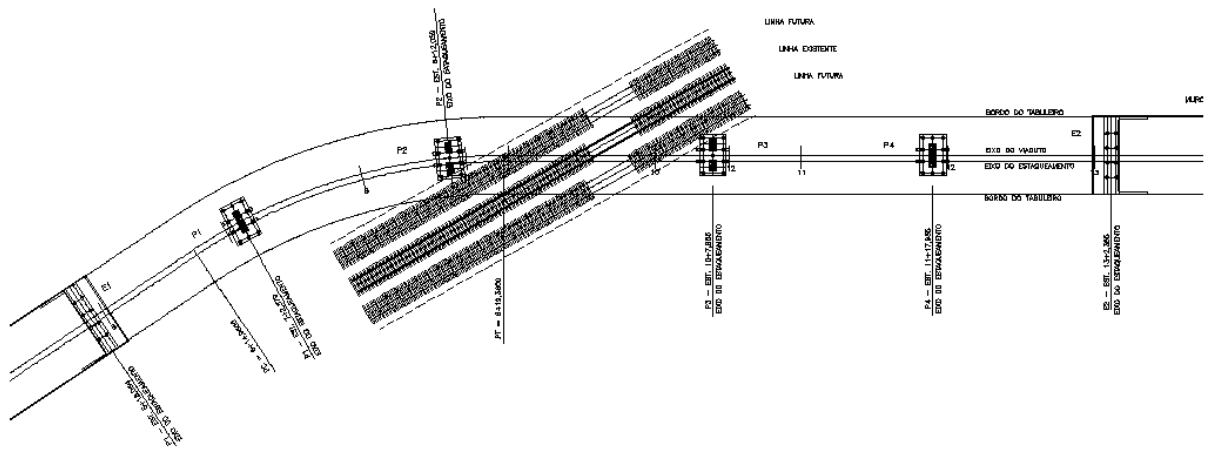


Figura 28: Viaduto em Planta.

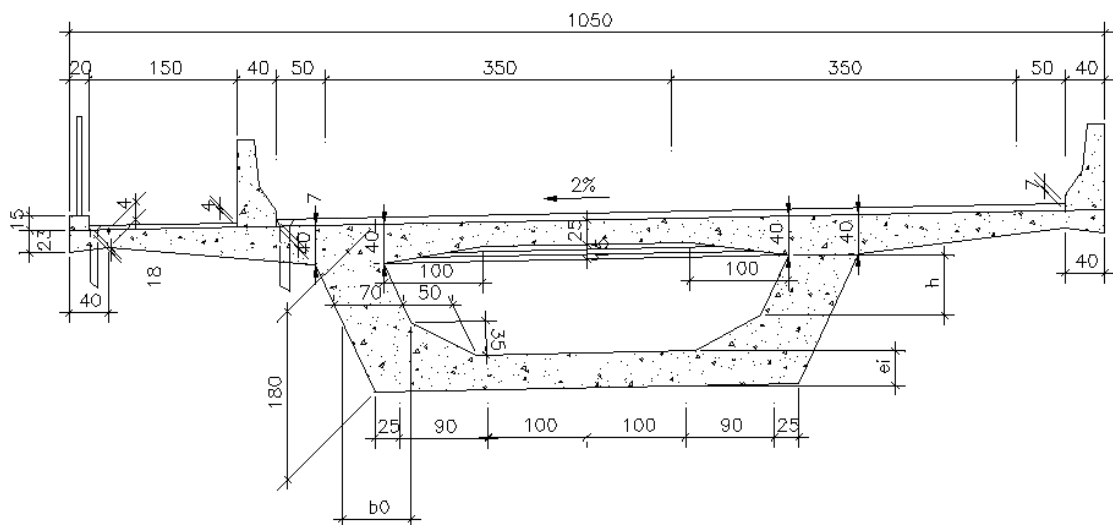


Figura 29: Seção transversal celular.

A mesoestrutura do viaduto é composta por um único pilar de concreto armado por linha de apoio, em forma estilizada de atleta, de braços e pernas abertas sustentando o viaduto. As figuras 30 e 31 mostram em esquema a forma para os pilares P1=P4 e P2=P3, respectivamente, que serão verificados neste trabalho.

O corte longitudinal do pilar é ilustrado na Figura 32.

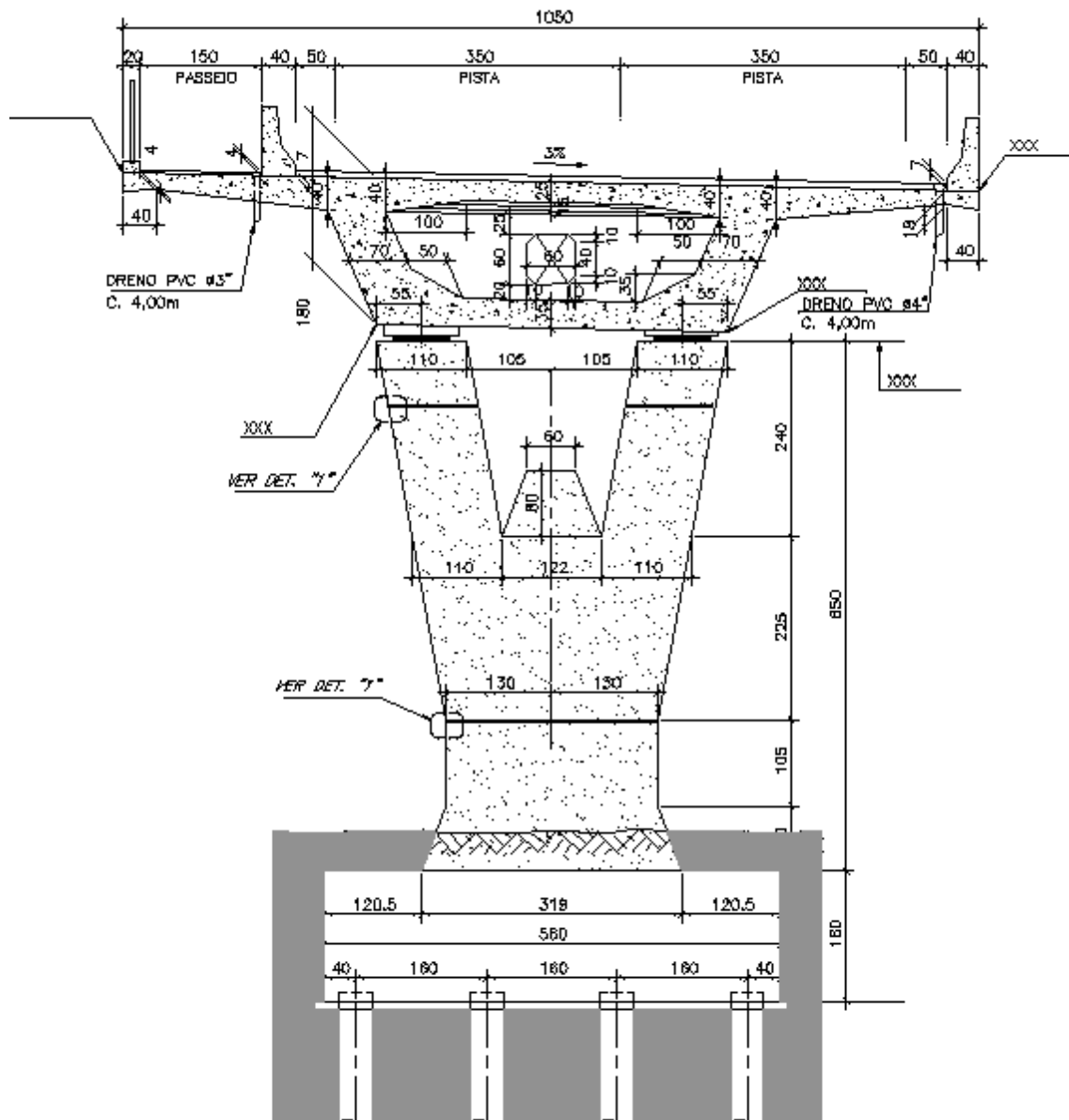


Figura 30: Esquema do Pilar P1=P4.

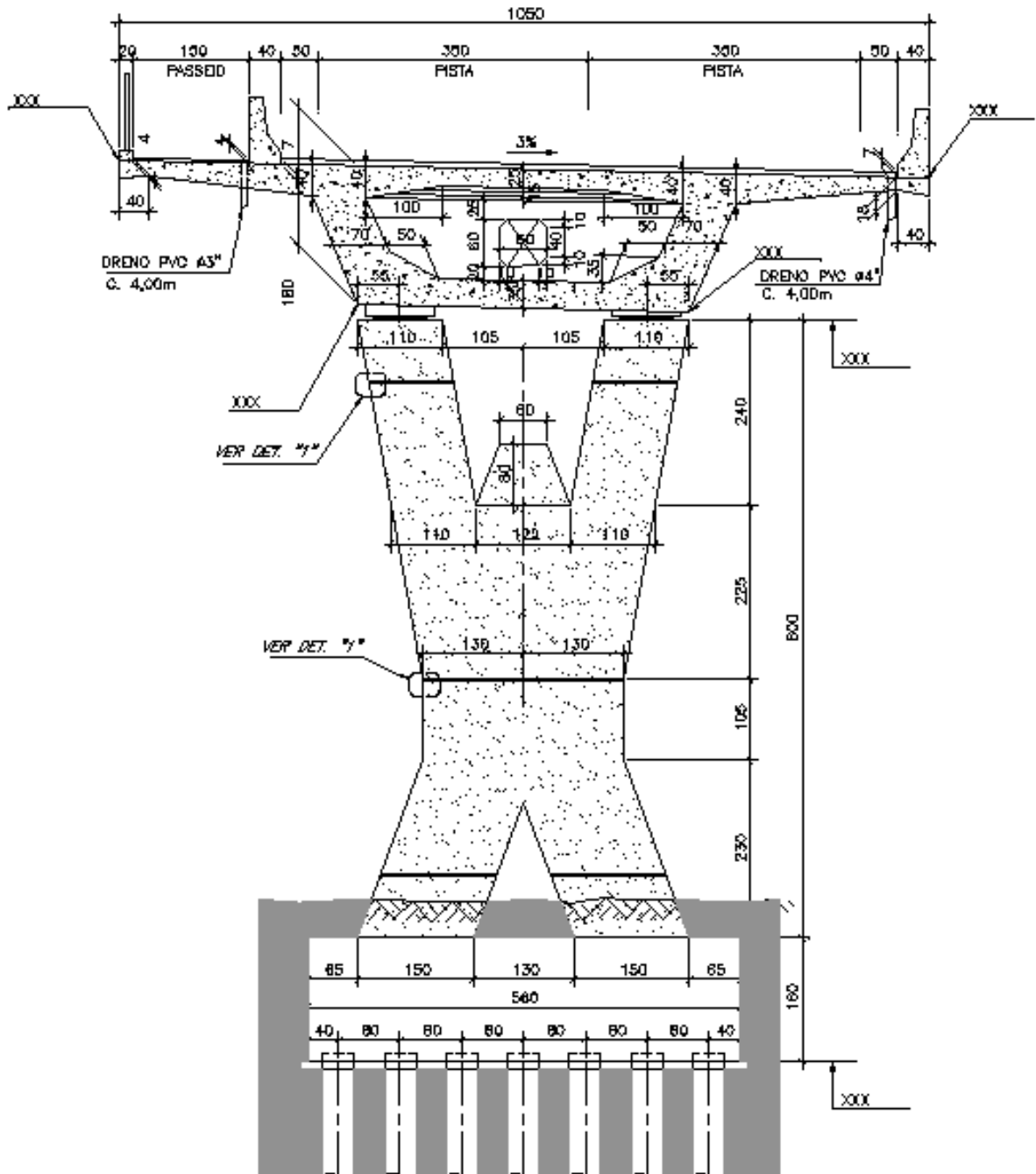


Figura 31: Esquema do Pilar P2=P3.

As seções de dimensionamento consideradas para os dois tipos de pilares do viaduto são apresentadas nas Figuras 33 e 34.

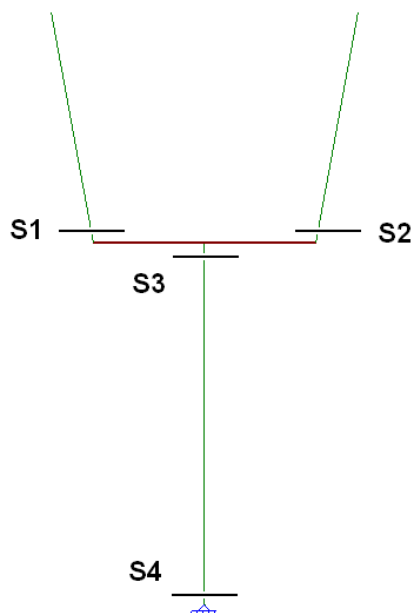


Figura 33: Seções de dimensionamento do Pilar P1=P4.

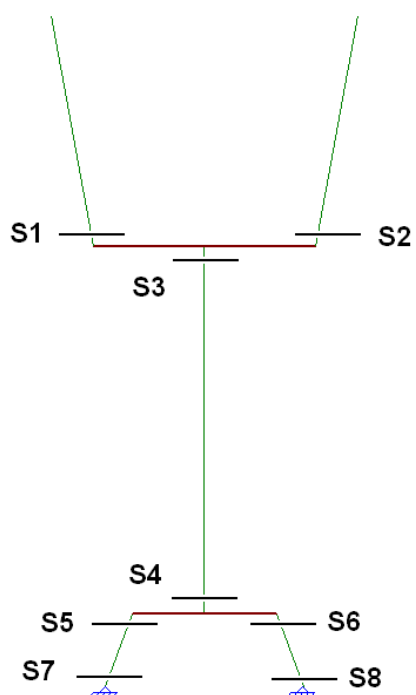


Figura 34: Seções de dimensionamento do Pilar P2=P3.

5.2 HIPÓTESES DE DIMENSIONAMENTO

Os esforços atuantes no topo dos pilares são aqueles provenientes da superestrutura. Para efetuar o dimensionamento dos pilares, devem ser obtidos todos os esforços atuantes para as diversas posições que a carga móvel pode assumir ao longo do viaduto, pois cada posição da carga móvel corresponde a esforços (N , M_L e M_T) distintos. Sendo assim, a seção transversal do pilar pode ficar sujeita a diversas situações de solicitações, e não é possível afirmar com antecedência qual delas é a dimensionante, ou seja, qual é a que conduz a maior armadura necessária.

Na prática, para se proceder ao dimensionamento são adotadas as hipóteses que envolvem todas as situações possíveis de solicitações nas seções dos pilares, isto é, aquelas que conduzem a valores extremos (máximos e mínimos) para cada um dos esforços seccionais solicitantes no topo do pilar.

As hipóteses consideradas foram aquelas onde a carga móvel se encontra nas posições que despertam nos pilares os esforços normais máximos e mínimos, N_{max} e N_{min} , para a ponte totalmente carregada e de momento transversal máximo, M_{Tmax} , para a ponte metade carregada com seus esforços horizontais concomitantes. A hipótese de momento longitudinal máximo, M_{Lmax} , só ocorre nos casos de pontes aporticadas, ou em pontes com superestrutura composta por vários trechos separados por juntas de dilatação, o que não existe no caso em estudo. Os momentos longitudinais nas seções de dimensionamento são gerados pelas excentricidades das forças normais e pelas forças horizontais. A figura 35 mostra o esquema da posição da carga móvel para as hipóteses de dimensionamento dos pilares.

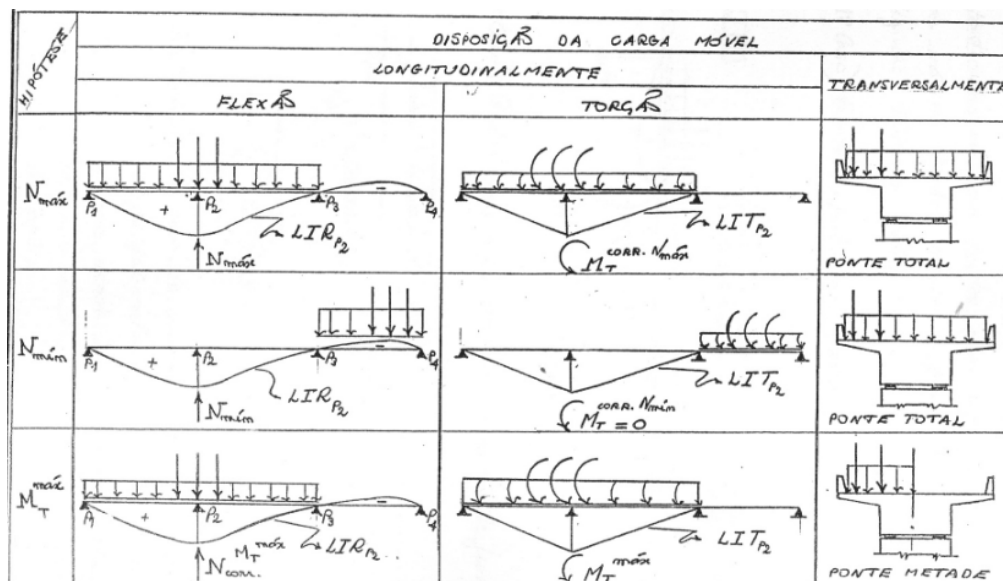


Figura 35: Posições da Carga Móvel – Apostila de Pontes III. Almeida, S.M.F. [16].

As três hipóteses de dimensionamento mostradas na figura 35 devem ser consideradas com as cargas concentradas do trem-tipo em ambos os lados do tabuleiro, pois a ponte possui trecho em curva e as reações nos dois pontos de apoio de um mesmo pilar têm valores diferentes. Conseqüentemente o efeito do momento torsor deve ser considerado para os dois casos. Para $N_{mín}$ isso não se verifica, pois o carregamento das linhas de influência para a respectiva posição da carga móvel não produz efeitos de torção no pilar analisado.

Conclui-se que existem cinco hipóteses de posição da carga móvel a serem consideradas para o dimensionamento dos pilares.

5.3 COMBINAÇÕES DE CARREGAMENTOS

Como descrito no item 2.2.1.4, os carregamentos atuantes nas estruturas são definidos pelas combinações das ações. Os carregamentos normais nos pilares são aqueles provenientes das reações de apoio da superestrutura acrescido do peso próprio dos pilares (N). Os esforços horizontais aplicados são aqueles devidos à: ação do vento (V), frenagem ou aceleração dos veículos (Fre), força centrífuga (F_{centri}), retração, fluência e variação de temperatura. Os efeitos de retração, fluência e variação de temperatura do concreto serão avaliados por uma variação de temperatura equivalente ($Temp$).

De acordo com o item 2.2.1.3 do capítulo 2, as ações são afetadas de coeficientes de ponderação que levam em conta a não ocorrência simultânea de seus valores máximos. Assim, as seguintes hipóteses de combinações dos carregamentos no estado limite último serão verificadas:

$$COMB 1 : 1,4N + 1,4Fre + 0,84V + 0,75F_{centrt} + 0,72Temp$$

$$COMB 2 : 1,4N + 0,75Fre + 1,4V + 0,75F_{centrt} + 0,72Temp$$

$$COMB 3 : 1,4N + 0,75Fre + 0,84V + 1,4F_{centrt} + 0,72Temp$$

$$COMB 4 : 1,4N + 0,75Fre + 0,84V + 0,75F_{centrt} + 1,2Temp$$

$$COMB 5 : 1,0N + 1,4Fre + 0,84V + 0,75F_{centrt} + 0,72Temp$$

$$COMB 6 : 1,0N + 0,75Fre + 1,4V + 0,75F_{centrt} + 0,72Temp$$

$$COMB 7 : 1,0N + 0,75Fre + 0,84V + 1,4F_{centrt} + 0,72Temp$$

$$COMB 8 : 1,0N + 0,75Fre + 0,84V + 0,75F_{centrt} + 1,2Temp$$

$$COMB 9 : 1,4N + 1,4Fre - 0,84V + 0,75F_{centrt} + 0,72Temp$$

$$COMB 10 : 1,4N + 0,75Fre - 1,4V + 0,75F_{centrt} + 0,72Temp$$

$$COMB 11 : 1,4N + 0,75Fre - 0,84V + 1,4F_{centrt} + 0,72Temp$$

$$COMB 12 : 1,4N + 0,75Fre - 0,84V + 0,75F_{centrt} + 1,2Temp$$

$$COMB 13 : 1,0N + 1,4Fre - 0,84V + 0,75F_{centrt} + 0,72Temp$$

$$COMB 14 : 1,0N + 0,75Fre - 1,4V + 0,75F_{centrt} + 0,72Temp$$

$$COMB 15 : 1,0N + 0,75Fre - 0,84V + 1,4F_{centrt} + 0,72Temp$$

$$COMB 16 : 1,0N + 0,75Fre - 0,84V + 0,75F_{centrt} + 1,2Temp$$

Portanto, há 16 combinações de carregamento para cada uma das cinco hipóteses de posicionamento da carga móvel, o que leva a 80 situações de carregamentos para cada seção.

5.4 RESUMO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES NA SEÇÃO DE VERIFICAÇÃO S1=S2

Neste trabalho, somente será realizada à verificação da seção S1=S2, como demonstração do método.

Para simplificação da execução da obra, o detalhamento das seções S1=S2 de todos os pilares foi feito com a mesma armadura. Uma análise do traçado em planta da obra e do modelo de grelha indicaram que as seções S1 e S2 do pilar P4 estão submetidas aos mesmos esforços normais e transversais advindos da superestrutura, levando a um número total de sete seções (S1=S2) a serem verificadas.

Nota-se que, para sete seções, cada qual com 80 situações de carregamentos, chega-se a 560 trios de esforços (N , M_x e M_y) concomitantes para verificação. Segundo a NBR 6118 (2003), item 15.4.3, é ainda necessário verificar os esforços devidos aos momentos mínimos, o que dobra o número de casos de carregamentos. Os momentos mínimos não serão verificados no presente trabalho.

A tabela 6 apresenta os trios de esforços aplicados na seção S1 obtidos de modelo de grelha do programa SALT-UFRJ [17]. O programa SALT-UFRJ é um programa de análise estrutural, onde foi feito o modelo estrutural dos pilares.

Tabela 6: Esforços solicitantes na seção 1 (continua).

Nº carreg	N (kN)	ML (kN.m)	MT (kN.m)	Nº carreg	N (kN)	ML (kN.m)	MT (kN.m)	Nº carreg	N (kN)	ML (kN.m)	MT (kN.m)	Nº carreg	N (kN)	ML (kN.m)	MT (kN.m)
1	-5531,89	1245,50	2146,95	29	-2311,03	529,12	795,14	57	-5502,03	1180,52	2451,49	85	-3918,43	741,79	1807,96
2	-5535,63	1200,22	2097,09	30	-2314,29	499,41	751,77	58	-5505,81	1163,47	2401,16	86	-3914,19	715,15	1864,40
3	-5536,21	1189,65	2089,39	31	-2314,45	496,29	749,59	59	-5506,39	1152,90	2393,46	87	-3923,05	714,20	1746,50
4	-5539,50	1412,40	2045,71	32	-2311,97	582,03	782,63	60	-5494,32	1373,50	2554,14	88	-3916,74	799,40	1830,46
5	-2351,15	756,27	710,45	33	-6092,18	1106,67	2496,52	61	-3918,24	958,79	1907,94	89	-6152,01	1055,95	2590,60
6	-2352,73	729,69	689,40	34	-6096,37	1058,83	2440,67	62	-3914,45	940,68	1958,27	90	-6156,44	1035,58	2531,62
7	-2354,20	720,06	669,74	35	-6096,10	1052,51	2444,26	63	-3922,67	931,17	1848,97	91	-6156,17	1029,26	2535,22
8	-2357,49	942,81	626,06	36	-6093,17	1136,42	2483,29	64	-3910,59	1151,78	2009,65	92	-6150,31	1112,76	2613,19
9	-4763,63	1137,95	1803,29	37	-2662,72	582,48	966,68	65	-4798,50	1082,02	2136,78	93	-4382,25	808,19	2010,67
10	-4767,38	1092,67	1753,42	38	-2666,88	555,09	911,29	66	-4802,28	1064,98	2086,44	94	-4377,82	786,57	2069,65
11	-4767,96	1082,09	1745,72	39	-2666,61	548,77	914,89	67	-4802,86	1054,40	2078,74	95	-4386,88	781,56	1949,05
12	-4771,24	1304,84	1702,04	40	-2663,68	632,69	953,92	68	-4790,78	1275,01	2239,43	96	-4381,02	865,06	2027,02
13	-1848,23	685,86	485,48	41	-6174,25	1118,16	2533,23	69	-3415,71	888,43	1683,14	97	-6214,66	1064,73	2618,63
14	-1849,81	659,28	464,42	42	-6178,45	1070,32	2477,38	70	-3411,93	870,33	1733,48	98	-6219,09	1044,35	2559,65
15	-1851,29	649,65	444,77	43	-6178,18	1064,00	2480,97	71	-3420,14	860,82	1624,17	99	-6218,82	1038,03	2563,25
16	-1854,57	872,40	401,08	44	-6175,24	1147,91	2520,00	72	-3420,07	1081,42	1784,85	100	-6212,96	1121,54	2641,21
17	-6911,98	1222,03	2858,82	45	-2665,14	582,21	975,06	73	-6856,60	1153,13	2919,59	101	-4427,00	814,45	2030,69
18	-6916,00	1168,16	2805,34	46	-2668,95	554,36	924,37	74	-6860,84	1127,68	2863,15	102	-4422,57	792,84	2089,67
19	-6915,93	1165,97	2806,25	47	-2669,03	548,49	923,26	75	-6860,78	1125,49	2864,05	103	-4431,63	787,82	1969,07
20	-6913,45	1251,70	2839,29	48	-2666,10	632,41	962,29	76	-6854,47	1210,69	2948,01	104	-4425,78	871,33	2047,04
21	-3012,83	627,37	1109,08	49	-5134,11	1198,67	2144,45	77	-4885,90	877,24	2240,75	105	-5154,92	1143,17	2223,64
22	-3016,09	597,66	1065,71	50	-5138,26	1151,30	2089,24	78	-4881,66	850,60	2297,19	106	-5159,22	1122,94	2166,40
23	-3016,26	594,54	1063,53	51	-5133,81	1144,39	2148,51	79	-4890,52	849,65	2179,28	107	-5154,77	1116,03	2225,67
24	-3013,77	680,28	1096,57	52	-5135,39	1380,38	2127,42	80	-4884,21	934,85	2263,24	108	-5153,18	1351,57	2246,75
25	-5346,69	1002,89	2158,61	53	-2084,11	732,73	801,93	81	-5502,14	963,51	2313,69	109	-3669,39	935,20	1757,25
26	-5350,71	949,02	2105,14	54	-2087,00	703,26	763,46	82	-5506,38	938,06	2257,25	110	-3665,09	913,76	1814,49
27	-5350,64	946,82	2106,04	55	-2083,62	696,50	808,48	83	-5506,31	935,86	2258,16	111	-3669,55	908,10	1755,22
28	-5348,16	1032,56	2139,08	56	-2085,20	932,49	787,40	84	-5500,00	1021,06	2342,12	112	-3667,96	1143,64	1776,30
Nº carreg	N (kN)	ML (kN.m)	MT (kN.m)	Nº carreg	N (kN)	ML (kN.m)	MT (kN.m)	Nº carreg	N (kN)	ML (kN.m)	MT (kN.m)	Nº carreg	N (kN)	ML (kN.m)	MT (kN.m)
113	-5497,10	1240,63	2609,94	141	-2288,41	525,95	1096,23	169	-3505,25	961,77	1858,46	197	-2980,07	622,78	1545,17
114	-5493,35	1194,30	2659,81	142	-2285,15	495,33	1139,60	170	-3501,50	915,44	1908,32	198	-2976,81	592,16	1588,54
115	-5501,57	1184,79	2550,51	143	-2293,77	493,40	1024,79	171	-3500,92	904,70	1916,02	199	-2976,64	589,00	1590,73
116	-5489,49	1405,40	2711,19	144	-2287,47	578,60	1108,74	172	-3497,64	1126,54	1959,70	200	-2979,13	675,43	1557,68
117	-2313,60	751,01	1210,13	145	-6071,77	1103,82	2768,08	173	-1800,54	679,18	1120,16	201	-4878,47	936,76	2373,82
118	-2312,02	723,99	1231,19	146	-6067,58	1054,80	2823,94	174	-1798,96	652,16	1141,22	202	-4874,27	887,74	2429,67
119	-2319,33	715,18	1133,85	147	-6076,64	1049,78	2703,34	175	-1797,48	642,12	1160,88	203	-4874,54	881,49	2426,08
120	-2307,26	935,78	1294,53	148	-6070,78	1133,29	2781,31	176	-1794,20	863,95	1204,56	204	-4877,48	966,23	2387,05
121	-4728,84	1133,08	2266,28	149	-2642,16	579,61	1240,26	177	-4273,50	1069,33	2202,12	205	-2634,97	578,60	1376,58
122	-4725,10	1086,75	2316,14	150	-2638,00	551,05	1295,65	178	-4269,75	1023,00	2251,99	206	-2630,81	550,04	1431,97
123	-4733,31	1077,24	2206,84	151	-2647,06	546,03	1175,05	179	-4269,18	1012,26	2259,69	207	-2631,08	543,80	1428,37
124	-4721,24	1297,84	2367,52	152	-2641,20	629,54	1253,02	180	-4265,89	1234,09	2303,37	208	-2634,01	628,53	1389,34
125	-1810,68	680,60	985,16	153	-6153,85	1115,31	2804,80	181	-2303,46	749,59	1345,13	209	-4796,40	925,27	2337,10
126	-1809,10	653,58	1006,22	154	-6149,65	1066,29	2860,65	182	-2301,88	722,57	1366,19	210	-4792,20	876,25	2392,96
127	-1816,41	644,77	908,88	155	-6158,71	1061,27	2740,06	183	-2300,40	712,53	1385,85	211	-4792,47	870,00	2389,36
128	-1804,34	865,37	1069,56	156	-6152,85	1144,78	2818,03	184	-2297,12	934,36	1429,53	212	-4795,40	954,74	2350,33
129	-6890,93	1219,09	3138,95	157	-2645,64	579,48	1234,52	185	-4050,27	821,39	2007,76	213	-2632,55	577,65	1368,20
130	-6886,92	1164,09	3192,42	158	-2641,83	550,56	1285,21	186	-4046,25	766,40	2061,24	214	-2628,74	548,73	1418,89
131	-6895,77	1163,14	3074,52	159	-2650,54	545,91	1169,32	187	-4046,32	764,22	2060,33	215	-2628,66	542,84	1420,00
132	-6889,47	1248,34	3158,48	160	-2644,68	629,41	1247,29	188	-4048,80	850,65	2027,29	216	-2631,59	627,58	1380,97
133	-2990,21	624,20	1410,17	161	-5114,69	1195,96	2402,98	189	-2278,26	524,53	1231,23	217	-3901,23	1026,07	1860,16
134	-2986,95	593,58	1453,54	162	-5110,54	1147,42	2458,19	190	-2275,00	493,91	1274,60	218	-3897,08	977,53	1915,37
135	-2995,58	591,65	1338,73	163	-5114,99	1141,76	2398,92	191	-2274,84	490,75	1276,79	219	-3901,54	971,87	1856,10
136	-2989,27	676,85	1422,68	164	-5113,41	1377,30	2420,00	192	-2277,32	577,18	1243,74	220	-3899,95	1207,41	1877,18
137	-5325,64	999,95	2438,74	165	-2027,09	730,35	1028,47	193	-5615,56	1040,53	2707,97	221	-2064,73	730,02	1027,41
138	-5321,62	944,95	2492,22	166	-2064,20	700,07	1066,94	194	-5611,54	985,54	2761,44	222	-2061,83	699,74	1065,88
139	-5330,48	944,00	2374,31	167	-2067,58	694,26	1021,92	195	-5611,61	983,36	2760,54	223	-2065,22	693,93	1020,86
140	-5324,17	1029,20	2458,27	168	-2065,99	929,80	1043,00	196	-5614,09	1069,79	2727,50	224	-2063,63	929,47	1041,94
Nº carreg	N (kN)	ML (kN.m)	MT (kN.m)	Nº carreg	N (kN)	ML (kN.m)	MT (kN.m)	Nº carreg	N (kN)	ML (kN.m)	MT (kN.m)	Nº carreg	N (kN)	ML (kN.m)	MT (kN.m)
225	-2432,91	750,84	1060,87	253	-3014,70	615,27	1266,89	281	-3540,03	966,64	1395,47	309	-3002,69	625,95	1244,08
226	-2429,13	732,74	1111,21	254	-3018,94	589,82	1210,45	282	-3543,78	921,36	1345,60	310	-3005,95	596,24	1200,71
227	-2428,55	722,00	1118,91	255	-3010,08	586,39	1328,35	283	-3535,57	909,55	1454,90	311	-2997,32	591,89	1315,53
228	-2440,62	945,98	958,22	256	-3016,39	673,36	1244,39	284	-3547,64	1133,54	1294,22	312	-3003,63	678,86	1231,57
229	-1749,58	655,17	600,90	257	-3560,29	693,11	1716,84	285	-1838,08	684,44	620,48	313	-4898,87	939,61	2102,25
230	-1753,36	638,13	550,56	258	-3555,86	671,50	1775,81	286	-1839,67	657,86	599,42	314	-4903,07	891,77	2046,40
231	-1745,15	626,32	659,86	259	-3556,13	665,25	1772,22	287	-1832,35	647,00	696,77	315	-4894,01	884,21	2166,99
232	-1757,22	850,31	499,18	260	-3561,99	750,40	1694,25	288	-1844,43	870,98	536,08	316	-4899,87	969,36	2089,02
233	-3136,45	849,33	1375,59	261	-2555,11	552,39	1066,07	289	-4308,29	1074,20	1739,13	317	-2655,52	581,48	1103,00
234	-3132,66	831,23	1425,92	262	-2559,54	532,01	1007,09	290	-4312,04	1028,92	1689,27	318	-2659,69	554,09	1047,61
235	-3132,09	820,49	1433,62	263	-2550,48	524,46	1127,69	291	-4303,82	1017,11	1798,57	319	-2650,62	546,53	1

Tabela 6: Esforços solicitantes na seção 1 (continuação).

Nº carreg	N (kN)	ML (kN.m)	MT (kN.m)	Nº carreg	N (kN)	ML (kN.m)	MT (kN.m)	Nº carreg	N (kN)	ML (kN.m)	MT (kN.m)	Nº carreg	N (kN)	ML (kN.m)	MT (kN.m)
337	-1737,79	682,58	884,06	365	-2153,36	559,33	1055,74	393	-2528,59	878,77	1162,89	421	-2144,78	569,05	1036,73
338	-1735,09	666,13	926,01	366	-2156,39	536,20	1008,70	394	-2531,27	837,60	1121,33	422	-2147,11	542,04	1000,59
339	-1734,68	656,36	932,42	367	-2150,06	533,08	1106,96	395	-2525,40	826,87	1212,42	423	-2140,94	538,09	1096,27
340	-1743,30	859,98	798,52	368	-2154,56	612,14	1036,99	396	-2534,03	1030,49	1078,52	424	-2145,45	617,15	1026,31
341	-1249,70	595,61	500,75	369	-2543,07	630,10	1430,70	397	-1312,92	622,22	517,07	425	-3499,20	854,19	1751,88
342	-1252,40	580,12	458,80	370	-2539,90	610,45	1479,84	398	-1314,05	598,06	499,52	426	-3502,19	810,70	1705,33
343	-1246,54	569,38	549,89	371	-2540,10	604,77	1476,85	399	-1308,82	588,18	580,64	427	-3495,72	803,83	1805,83
344	-1255,16	773,01	415,98	372	-2544,28	682,18	1411,87	400	-1317,45	791,80	446,74	428	-3499,91	881,24	1740,85
345	-2240,32	772,12	1146,32	373	-1825,08	502,17	888,39	401	-3077,35	976,54	1449,28	429	-1896,80	528,62	919,17
346	-2237,62	755,67	1188,27	374	-1828,24	483,65	839,25	402	-3080,03	935,38	1407,72	430	-1899,78	503,72	873,01
347	-2237,20	745,90	1194,68	375	-1821,77	476,78	939,74	403	-3074,16	924,65	1498,81	431	-1893,30	496,85	973,51
348	-2245,83	949,52	1060,78	376	-1825,95	554,19	874,77	404	-3082,78	1128,27	1364,91	432	-1897,49	574,25	908,53
349	-1608,65	659,57	688,08	377	-2498,31	622,13	1407,34	405	-1672,14	686,23	704,54	433	-3440,57	843,75	1721,28
350	-1611,35	644,08	646,13	378	-2495,15	602,48	1456,49	406	-1673,27	662,06	687,00	434	-3443,57	800,25	1674,74
351	-1605,48	633,34	737,22	379	-2495,34	596,80	1453,49	407	-1668,05	652,19	768,11	435	-3437,10	793,39	1775,23
352	-1614,11	836,96	603,31	380	-2499,53	674,21	1388,52	408	-1667,67	855,81	634,21	436	-3441,28	870,79	1710,26
353	-2035,55	538,34	1154,33	381	-1793,11	496,47	871,71	409	-2908,08	749,40	1439,69	437	-1894,32	527,61	923,95
354	-2032,53	514,13	1201,36	382	-1796,27	477,95	822,56	410	-2910,95	700,43	1395,13	438	-1897,04	502,30	881,71
355	-2032,57	512,15	1200,61	383	-1789,80	471,09	923,06	411	-2904,62	697,31	1493,38	439	-1890,82	495,85	978,29
356	-2037,08	591,21	1130,64	384	-1793,99	548,49	858,08	412	-2909,13	776,37	1423,42	440	-1895,00	573,25	913,31
357	-1462,30	436,20	695,08	385	-1984,35	736,74	1073,21	413	-1643,49	479,73	775,12	441	-2800,47	935,26	1334,69
358	-1465,33	413,06	648,05	386	-1981,28	717,26	1120,92	414	-1645,82	452,72	738,98	442	-2803,43	892,20	1288,68
359	-1459,00	409,95	746,30	387	-1984,46	712,11	1071,52	415	-1639,66	448,76	834,66	443	-2800,25	885,92	1338,07
360	-1463,51	489,01	676,34	388	-1985,59	926,64	1053,96	416	-1644,16	527,83	764,69	444	-2801,38	1100,45	1320,50
361	-3003,03	710,73	1659,25	389	-1426,46	637,34	625,80	417	-4026,15	948,62	2023,20	445	-1486,96	665,82	667,39
362	-3000,00	686,51	1706,28	390	-1429,53	618,94	578,10	418	-4029,02	899,64	1978,63	446	-1489,03	639,03	635,33
363	-3000,05	684,53	1705,53	391	-1426,35	612,66	627,49	419	-4022,69	896,53	2076,89	447	-1486,61	632,88	672,85
364	-3004,56	763,59	1635,56	392	-1427,48	827,20	609,93	420	-4027,20	975,59	2006,92	448	-1487,74	847,41	655,28
Nº carreg	N (kN)	ML (kN.m)	MT (kN.m)	Nº carreg	N (kN)	ML (kN.m)	MT (kN.m)	Nº carreg	N (kN)	ML (kN.m)	MT (kN.m)	Nº carreg	N (kN)	ML (kN.m)	MT (kN.m)
449	-3926,50	1127,85	2174,95	477	-1634,58	478,14	913,53	505	-2503,75	874,34	1548,71	533	-2128,62	566,17	1287,64
450	-3923,82	1085,73	2216,51	478	-3018,94	450,30	949,67	506	-2501,07	832,22	1590,27	534	-2126,29	538,33	1323,78
451	-3929,69	1077,09	2125,42	479	-3010,08	448,54	853,99	507	-2500,66	822,46	1596,68	535	-2126,17	535,45	1325,60
452	-3921,07	1277,63	2259,32	480	-3016,39	526,00	923,95	508	-2498,31	1024,13	1633,09	536	-2127,95	614,03	1298,07
453	-1652,57	682,74	1008,44	481	-3560,29	1003,47	2306,74	509	-1286,10	617,44	933,47	537	-3484,62	851,60	1978,18
454	-1651,44	658,17	1025,99	482	-3555,86	958,91	2353,28	510	-1284,97	592,88	951,02	538	-3481,62	807,03	2024,72
455	-1656,67	650,16	944,87	483	-3556,13	954,35	2252,79	511	-1283,91	583,74	967,40	539	-3481,82	801,35	2021,73
456	-1648,04	850,71	1078,78	484	-3561,99	1030,26	2317,76	512	-1281,57	785,41	1003,80	540	-3483,91	878,39	1989,20
457	-3377,75	1030,07	1888,56	485	-2555,11	526,91	1033,55	513	-3052,50	972,12	1835,10	541	-1882,12	526,00	1147,15
458	-3375,07	987,95	1930,12	486	-2559,54	500,96	1079,70	514	-3049,82	930,00	1876,66	542	-1879,15	500,04	1193,30
459	-3380,94	979,31	1839,03	487	-2550,48	496,39	979,21	515	-3049,41	920,24	1883,07	543	-1879,34	494,36	1190,31
460	-3372,31	1179,86	1972,94	488	-2556,34	572,31	1044,18	516	-3047,07	1121,90	1919,47	544	-1881,44	571,39	1157,78
461	-1293,35	618,73	820,97	489	-3497,64	1013,92	2337,33	517	-1645,33	681,45	1120,94	545	-3426,00	841,15	1947,59
462	-1292,22	594,17	838,52	490	-3493,21	969,35	2383,88	518	-1644,20	656,88	1138,49	546	-3423,00	796,59	1994,13
463	-1297,44	586,15	757,40	491	-3493,48	964,79	2283,38	519	-1643,14	647,75	1154,87	547	-3423,19	790,91	1991,14
464	-1288,82	786,70	891,30	492	-3499,34	1040,71	2348,36	520	-1640,80	849,42	1191,28	548	-3425,29	867,94	1958,61
465	-4922,10	1108,26	2615,79	493	-2510,35	526,80	1028,77	521	-2893,05	746,72	1673,13	549	-1880,39	525,13	1140,17
466	-4919,23	1058,26	2660,35	494	-2514,78	500,51	1071,00	522	-2890,18	696,72	1717,70	550	-1877,67	498,85	1182,40
467	-4925,55	1057,40	2562,10	495	-2505,72	496,28	974,43	523	-2890,23	694,74	1716,94	551	-1877,61	493,49	1183,33
468	-4921,05	1134,86	2632,07	496	-2511,58	572,19	1039,40	524	-2892,00	773,32	1689,41	552	-1879,71	570,53	1150,80
469	-2135,86	567,46	1175,14	497	-2778,09	1087,23	2002,48	525	-1627,33	476,85	1026,03	553	-2786,59	932,79	1550,13
470	-2133,54	539,62	1211,28	498	-2773,79	1043,11	2048,49	526	-1625,00	449,01	1062,17	554	-2783,63	888,67	1596,14
471	-2139,70	537,86	1115,60	499	-2778,25	1037,96	1999,10	527	-1624,89	446,13	1063,99	555	-2786,81	883,52	1546,75
472	-2135,19	615,32	1185,57	500	-2779,83	1252,09	2016,67	528	-1626,66	524,71	1036,45	556	-2785,68	1097,65	1564,32
473	-3804,03	909,04	2032,28	501	-1997,05	663,95	857,06	529	-4011,11	945,94	2256,64	557	-1474,80	663,65	856,18
474	-3801,16	859,04	2076,85	502	-2001,35	636,43	889,12	530	-4008,24	895,94	2301,20	558	-1472,74	636,13	888,24
475	-3807,49	858,18	1978,59	503	-1996,89	631,14	851,60	531	-4008,29	893,96	2300,45	559	-1475,16	630,84	850,72
476	-3802,98	935,64	2048,56	504	-1998,48	845,27	869,16	532	-4010,06	972,54	2272,91	560	-1474,02	844,97	868,28

5.5 VERIFICAÇÃO AUTOMÁTICA DAS SEÇÕES

A figura 36 mostra a geometria da seção S1 e as armaduras correspondentes que serão verificadas.

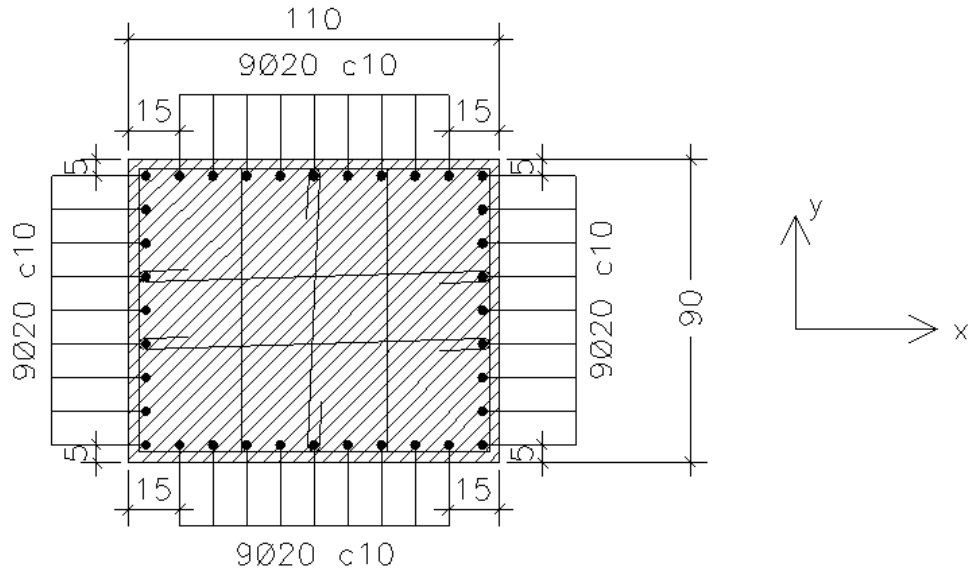


Figura 36: Detalhamento da seção transversal S1- Dimensões em cm.

Com os dados da Figura 36, foi realizada a verificação da seção na planilha automática para verificação aproximada da flexão composta oblíqua. Os dados de entrada e os resultados obtidos são apresentados na Figura 37 e Tabela 7, respectivamente.

Mx = ML														
Seção Transversal			d'(m)	0,05	Concreto				Aço					
b (m)	1,1	d'(m)	0,05	fck (MPa)	35	CA50A		fyk (kN/cm ²)	50	εyk (%)	2,070			
h (m)	0,9	d(m)	0,85	fcd (kN/cm ²)	25000			Es (kN/cm ²)	21000	fyd (kN/cm ²)	43,48			
Disposição das Armaduras														
Camadas	A _{si} (cm ²)	t _i (m)	Camadas	A _{si} (cm ²)	t _i (m)	Camadas	A _{si} (cm ²)	t _i (m)	Camadas	A _{si} (cm ²)	t _i (m)	Camadas	A _{si} (cm ²)	t _i (m)
1	34,54	0,05	6	6,28	0,45	11			16			17		
2	34,54	0,85	7	6,28	0,55	12			17			18		
3	6,28	0,15	8	6,28	0,65	13			18			19		
4	6,28	0,25	9	6,28	0,75	14			19			20		
5	6,28	0,35	10			15			20					
As, total (cm²)=											113,04			

My=MT														
Seção Transversal			d'(m)	0,05	Concreto				Aço					
b (m)	0,9	d'(m)	0,05	fck (MPa)	35	CA50A		fyk (kN/cm ²)	50	εyk (%)	2,070			
h (m)	1,1	d(m)	1,05	fcd (kN/cm ²)	25000			Es (kN/cm ²)	21000	fyd (kN/cm ²)	43,48			
Disposição das Armaduras														
Camadas	A _{si} (cm ²)	t _i (m)	Camadas	A _{si} (cm ²)	t _i (m)	Camadas	A _{si} (cm ²)	t _i (m)	Camadas	A _{si} (cm ²)	t _i (m)	Camadas	A _{si} (cm ²)	t _i (m)
1	28,26	0,05	6	6,28	0,45	11	6,28	0,95	16			17		
2	28,26	1,05	7	6,28	0,55	12			17			18		
3	6,28	0,15	8	6,28	0,65	13			18			19		
4	6,28	0,25	9	6,28	0,75	14			19			20		
5	6,28	0,35	10	6,28	0,85	15			20					
As, total (cm²)=											113,04			

Figura 37: Exemplo Prático - Planilha para verificação de seções de concreto armado na flexão composta oblíqua – ENTRADA DE DADOS E VERIFICAÇÃO – CAMPO 1.

Tabela 7: Exemplo Prático - Planilha para verificação de seções de concreto armado na flexão composta oblíqua – ENTRADA DE DADOS E VERIFICAÇÃO – CAMPO 2 (continua).

Nº carreg	Nsd (kN)	Msd X (kN.m)	Msd Y (kN.m)	M rd XX (kN.m)	M rd YY (kN.m)	(Msd X/ Mrd XX) ^{1,2}	(Msd Y/ Mrd YY) ^{1,2}	SOMA	Verificação
1	-5531,89	1245,50	2146,95	3421,37	4092,80	0,30	0,46	0,76	OK
2	-5535,63	1200,22	2097,09	3421,99	4093,50	0,28	0,45	0,73	OK
3	-5536,21	1189,65	2089,39	3422,09	4093,61	0,28	0,45	0,73	OK
4	-5539,50	1412,40	2045,71	3422,63	4094,22	0,35	0,43	0,78	OK
5	-2351,15	756,27	710,45	2724,66	3282,71	0,21	0,16	0,37	OK
6	-2352,73	729,69	689,40	2725,10	3283,24	0,21	0,15	0,36	OK
7	-2354,20	720,06	669,74	2725,51	3283,73	0,20	0,15	0,35	OK
8	-2357,49	942,81	626,06	2726,42	3284,83	0,28	0,14	0,42	OK
9	-4763,63	1137,95	1803,29	3287,10	3940,12	0,28	0,39	0,67	OK
10	-4767,38	1092,67	1753,42	3287,80	3940,95	0,27	0,38	0,65	OK
11	-4767,96	1082,09	1745,72	3287,91	3941,08	0,26	0,38	0,64	OK
12	-4771,24	1304,84	1702,04	3288,52	3941,81	0,33	0,37	0,69	OK
13	-1848,23	685,86	485,48	2564,80	3106,97	0,21	0,11	0,31	OK
14	-1849,81	659,28	464,42	2565,31	3107,57	0,20	0,10	0,30	OK
15	-1851,29	649,65	444,77	2565,79	3108,12	0,19	0,10	0,29	OK
16	-1854,57	872,40	401,08	2566,85	3109,35	0,27	0,09	0,36	OK
17	-6911,98	1222,03	2858,82	3611,45	4308,64	0,27	0,61	0,88	OK
18	-6916,00	1168,16	2805,34	3611,94	4309,22	0,26	0,60	0,86	OK
19	-6915,93	1165,97	2806,25	3611,93	4309,21	0,26	0,60	0,86	OK
20	-6913,45	1251,70	2839,29	3611,63	4308,85	0,28	0,61	0,89	OK
21	-3012,83	627,37	1109,08	2902,29	3491,15	0,16	0,25	0,41	OK
22	-3016,09	597,66	1065,71	2903,08	3492,13	0,15	0,24	0,39	OK
23	-3016,26	594,54	1063,53	2903,12	3492,18	0,15	0,24	0,39	OK
24	-3013,77	680,28	1096,57	2902,52	3491,44	0,18	0,25	0,42	OK
25	-5346,69	1002,89	2158,61	3390,69	4058,33	0,23	0,47	0,70	OK
26	-5350,71	949,02	2105,14	3391,36	4059,08	0,22	0,45	0,67	OK
27	-5350,64	946,82	2106,04	3391,35	4059,06	0,22	0,46	0,67	OK
28	-5348,16	1032,56	2139,08	3390,94	4058,60	0,24	0,46	0,70	OK
29	-2311,03	529,12	795,14	2713,52	3269,25	0,14	0,18	0,32	OK
30	-2314,29	499,41	751,77	2714,43	3270,35	0,13	0,17	0,30	OK
31	-2314,45	496,29	749,59	2714,47	3270,40	0,13	0,17	0,30	OK
32	-2311,97	582,03	782,63	2713,78	3269,57	0,16	0,18	0,34	OK
33	-6092,18	1106,67	2496,52	3510,26	4191,96	0,25	0,54	0,79	OK
34	-6096,37	1058,83	2440,67	3510,77	4192,55	0,24	0,52	0,76	OK
35	-6096,10	1052,51	2444,26	3510,74	4192,51	0,24	0,52	0,76	OK
36	-6093,17	1136,42	2483,29	3510,38	4192,10	0,26	0,53	0,79	OK
37	-2662,72	582,48	966,68	2811,12	3386,35	0,15	0,22	0,37	OK
38	-2666,88	555,09	911,29	2812,28	3387,60	0,14	0,21	0,35	OK
39	-2666,61	548,77	914,89	2812,20	3387,52	0,14	0,21	0,35	OK
40	-2663,68	632,69	953,92	2811,39	3386,64	0,17	0,22	0,39	OK
41	-6174,25	1118,16	2533,23	3520,39	4203,64	0,25	0,54	0,80	OK
42	-6178,45	1070,32	2477,38	3520,90	4204,24	0,24	0,53	0,77	OK
43	-6178,18	1064,00	2480,97	3520,87	4204,20	0,24	0,53	0,77	OK
44	-6175,24	1147,91	2520,00	3520,51	4203,78	0,26	0,54	0,80	OK
45	-2665,14	582,21	975,06	2811,80	3387,08	0,15	0,22	0,38	OK
46	-2668,95	554,36	924,37	2812,85	3388,22	0,14	0,21	0,35	OK
47	-2669,03	548,49	923,26	2812,88	3388,24	0,14	0,21	0,35	OK
48	-2666,10	632,41	962,29	2812,06	3387,36	0,17	0,22	0,39	OK
49	-5134,11	1198,67	2144,45	3355,48	4018,76	0,29	0,47	0,76	OK
50	-5138,26	1151,30	2089,24	3356,16	4019,53	0,28	0,46	0,73	OK
51	-5133,81	1144,39	2148,51	3355,43	4018,70	0,28	0,47	0,75	OK
52	-5135,39	1380,38	2127,42	3355,69	4019,00	0,34	0,47	0,81	OK
53	-2084,11	732,73	801,93	2641,16	3193,17	0,21	0,19	0,41	OK
54	-2087,00	703,26	763,46	2642,10	3194,14	0,20	0,18	0,38	OK
55	-2083,62	696,50	808,48	2641,00	3193,00	0,20	0,19	0,39	OK
56	-2085,20	932,49	787,40	2641,51	3193,53	0,29	0,19	0,47	OK
57	-5502,03	1180,52	2451,49	3416,43	4087,25	0,28	0,54	0,82	OK
58	-5505,81	1163,47	2401,16	3417,05	4087,95	0,27	0,53	0,80	OK
59	-5506,39	1152,90	2393,46	3417,15	4088,06	0,27	0,53	0,80	OK
60	-5494,32	1373,50	2554,14	3415,15	4085,81	0,34	0,57	0,90	OK
61	-3918,24	958,79	1907,94	3114,39	3739,51	0,24	0,45	0,69	OK
62	-3914,45	940,68	1958,27	3113,56	3738,52	0,24	0,46	0,70	OK
63	-3922,67	931,17	1848,97	3115,37	3740,66	0,23	0,43	0,66	OK
64	-3910,59	1151,78	2009,65	3112,71	3737,52	0,30	0,47	0,78	OK
65	-4798,50	1082,02	2136,78	3293,58	3947,85	0,26	0,48	0,74	OK
66	-4802,28	1064,98	2086,44	3294,28	3948,69	0,26	0,47	0,72	OK
67	-4802,86	1054,40	2078,74	3294,38	3948,81	0,25	0,46	0,72	OK
68	-4790,78	1275,01	2239,43	3292,14	3946,14	0,32	0,51	0,83	OK
69	-3415,71	888,43	1683,14	2998,77	3604,85	0,23	0,40	0,63	OK
70	-3411,93	870,33	1733,48	2997,88	3603,80	0,23	0,42	0,64	OK
71	-3420,14	860,82	1624,17	2999,80	3606,08	0,22	0,38	0,61	OK
72	-3408,07	1081,42	1784,85	2996,98	3602,73	0,29	0,43	0,72	OK
73	-6856,60	1153,13	2919,59	3604,61	4300,76	0,25	0,63	0,88	OK
74	-6860,84	1127,68	2863,15	3605,13	4301,37	0,25	0,61	0,86	OK
75	-6860,78	1125,49	2864,05	3605,13	4301,36	0,25	0,61	0,86	OK
76	-6854,47	1210,69	2948,01	3604,35	4300,46	0,27	0,64	0,91	OK
77	-4885,90	877,24	2240,75	3309,80	3967,21	0,20	0,50	0,71	OK
78	-4881,66	850,60	2297,19	3309,01	3966,27	0,20	0,52	0,72	OK
79	-4890,52	849,65	2179,28	3310,66	3968,24	0,20	0,49	0,68	OK
80	-4884,21	934,85	2263,24	3309,48	3966,84	0,22	0,51	0,73	OK

Tabela 7: Exemplo Prático - Planilha para verificação de seções de concreto armado na flexão composta oblíqua – ENTRADA DE DADOS E VERIFICAÇÃO – CAMPO 2 (continua).

81	-5502,14	963,51	2313,69	3416,45	4087,27	0,22	0,51	0,72	OK
82	-5506,38	938,06	2257,25	3417,15	4088,06	0,21	0,49	0,70	OK
83	-5506,31	935,86	2258,16	3417,14	4088,04	0,21	0,49	0,70	OK
84	-5500,00	1021,06	2342,12	3416,09	4086,87	0,23	0,51	0,75	OK
85	-3918,43	741,79	1807,96	3114,43	3739,56	0,18	0,42	0,60	OK
86	-3914,19	715,15	1864,40	3113,50	3738,45	0,17	0,43	0,61	OK
87	-3923,05	714,20	1746,50	3115,45	3740,76	0,17	0,40	0,57	OK
88	-3916,74	799,40	1830,46	3114,06	3739,12	0,20	0,42	0,62	OK
89	-6152,01	1055,95	2590,60	3517,64	4200,47	0,24	0,56	0,80	OK
90	-6156,44	1035,58	2531,62	3518,19	4201,10	0,23	0,54	0,78	OK
91	-6156,17	1029,26	2535,22	3518,15	4201,06	0,23	0,55	0,77	OK
92	-6150,31	1112,76	2613,19	3517,43	4200,23	0,25	0,57	0,82	OK
93	-4382,25	808,19	2010,67	3216,32	3855,63	0,19	0,46	0,65	OK
94	-4377,82	786,57	2069,65	3215,49	3854,65	0,18	0,47	0,66	OK
95	-4386,88	781,56	1949,05	3217,18	3856,65	0,18	0,44	0,62	OK
96	-4381,02	865,06	2027,02	3216,09	3855,36	0,21	0,46	0,67	OK
97	-6214,66	1064,73	2618,63	3525,37	4209,39	0,24	0,57	0,80	OK
98	-6219,09	1044,35	2559,65	3525,92	4210,02	0,23	0,55	0,78	OK
99	-6218,82	1038,03	2563,25	3525,89	4209,98	0,23	0,55	0,78	OK
100	-6212,96	1121,54	2641,21	3525,16	4209,15	0,25	0,57	0,82	OK
101	-4427,00	814,45	2030,69	3224,62	3865,54	0,19	0,46	0,65	OK
102	-4422,57	792,84	2089,67	3223,80	3864,56	0,19	0,48	0,66	OK
103	-4431,63	787,82	1969,07	3225,48	3866,57	0,18	0,44	0,63	OK
104	-4425,78	871,33	2047,04	3224,40	3865,27	0,21	0,47	0,67	OK
105	-5154,92	1143,17	2223,64	3358,92	4022,63	0,27	0,49	0,77	OK
106	-5159,22	1122,94	2166,40	3359,64	4023,43	0,27	0,48	0,74	OK
107	-5154,77	1116,03	2225,67	3358,90	4022,60	0,27	0,49	0,76	OK
108	-5153,18	1351,57	2246,75	3358,64	4022,31	0,34	0,50	0,83	OK
109	-3669,39	935,20	1757,25	3057,95	3674,76	0,24	0,41	0,65	OK
110	-3665,09	913,76	1814,49	3056,95	3673,64	0,23	0,43	0,66	OK
111	-3669,55	908,10	1755,22	3057,98	3674,80	0,23	0,41	0,64	OK
112	-3667,96	1143,64	1776,30	3057,62	3674,39	0,31	0,42	0,73	OK
113	-5497,10	1240,63	2609,94	3415,61	4086,33	0,30	0,58	0,88	OK
114	-5493,35	1194,30	2659,81	3414,99	4085,63	0,28	0,60	0,88	OK
115	-5501,57	1184,79	2550,51	3416,35	4087,16	0,28	0,57	0,85	OK
116	-5489,49	1405,40	2711,19	3414,35	4084,91	0,34	0,61	0,96	OK
117	-2313,60	751,01	1210,13	2714,24	3270,12	0,21	0,30	0,52	OK
118	-2312,02	723,99	1231,19	2713,80	3269,59	0,20	0,31	0,51	OK
119	-2319,33	715,18	1133,85	2715,83	3272,04	0,20	0,28	0,48	OK
120	-2307,26	935,78	1294,53	2712,48	3267,99	0,28	0,33	0,61	OK
121	-4728,84	1133,08	2266,28	3280,65	3932,42	0,28	0,52	0,80	OK
122	-4725,10	1086,75	2316,14	3279,95	3931,59	0,27	0,53	0,80	OK
123	-4733,31	1077,24	2206,84	3281,48	3933,41	0,26	0,50	0,76	OK
124	-4721,24	1297,84	2367,52	3279,24	3930,73	0,33	0,54	0,87	OK
125	-1810,68	680,60	985,16	2552,65	3092,93	0,20	0,25	0,46	OK
126	-1809,10	653,58	1006,22	2552,14	3092,34	0,20	0,26	0,45	OK
127	-1816,41	644,77	908,88	2554,50	3095,07	0,19	0,23	0,42	OK
128	-1804,34	865,37	1069,56	2550,60	3090,56	0,27	0,28	0,55	OK
129	-6890,93	1219,09	3138,95	3608,85	4305,65	0,27	0,68	0,96	OK
130	-6886,92	1164,09	3192,42	3608,35	4305,08	0,26	0,70	0,96	OK
131	-6895,77	1163,14	3074,52	3609,45	4306,34	0,26	0,67	0,92	OK
132	-6889,47	1248,34	3158,48	3608,67	4305,44	0,28	0,69	0,97	OK
133	-2990,21	624,20	1410,17	2896,81	3484,38	0,16	0,34	0,50	OK
134	-2986,95	593,58	1453,54	2896,02	3483,41	0,15	0,35	0,50	OK
135	-2995,58	591,65	1338,73	2898,11	3485,99	0,15	0,32	0,47	OK
136	-2989,27	676,85	1422,68	2896,58	3484,10	0,17	0,34	0,52	OK
137	-5325,64	999,95	2438,74	3387,21	4054,41	0,23	0,54	0,77	OK
138	-5321,62	944,95	2492,22	3386,54	4053,66	0,22	0,56	0,77	OK
139	-5330,48	944,00	2374,31	3388,01	4055,31	0,22	0,53	0,74	OK
140	-5324,17	1029,20	2458,27	3386,96	4054,14	0,24	0,55	0,79	OK
141	-2288,41	525,95	1096,23	2707,25	3261,67	0,14	0,27	0,41	OK
142	-2285,15	495,33	1139,60	2706,24	3260,58	0,13	0,28	0,41	OK
143	-2293,77	493,40	1024,79	2708,74	3263,47	0,13	0,25	0,38	OK
144	-2287,47	578,60	1108,74	2706,98	3261,35	0,16	0,27	0,43	OK
145	-6071,77	1103,82	2768,08	3507,74	4189,05	0,25	0,61	0,86	OK
146	-6067,58	1054,80	2823,94	3507,22	4188,45	0,24	0,62	0,86	OK
147	-6076,64	1049,78	2703,34	3508,34	4189,74	0,24	0,59	0,83	OK
148	-6070,78	1133,29	2781,31	3507,61	4188,91	0,26	0,61	0,87	OK
149	-2642,16	579,61	1240,26	2805,42	3380,20	0,15	0,30	0,45	OK
150	-2638,00	551,05	1295,65	2804,26	3378,89	0,14	0,32	0,46	OK
151	-2647,06	546,03	1175,05	2806,78	3381,67	0,14	0,28	0,42	OK
152	-2641,20	629,54	1253,02	2805,15	3379,91	0,17	0,30	0,47	OK
153	-6153,85	1115,31	2804,80	3517,87	4200,73	0,25	0,62	0,87	OK
154	-6149,65	1066,29	2860,65	3517,35	4200,14	0,24	0,63	0,87	OK
155	-6158,71	1061,27	2740,06	3518,47	4201,43	0,24	0,60	0,84	OK
156	-6152,85	1144,78	2818,03	3517,74	4200,59	0,26	0,62	0,88	OK
157	-2645,64	579,48	1234,52	2806,39	3381,24	0,15	0,30	0,45	OK
158	-2641,83	550,56	1285,21	2805,33	3380,10	0,14	0,31	0,46	OK
159	-2650,54	545,91	1169,32	2807,75	3382,71	0,14	0,28	0,42	OK
160	-2644,68	629,41	1247,29	2806,12	3380,95	0,17	0,30	0,47	OK

Tabela 7: Exemplo Prático - Planilha para verificação de seções de concreto armado na flexão composta oblíqua – ENTRADA DE DADOS E VERIFICAÇÃO – CAMPO 2 (continua).

161	-5114,69	1195,96	2402,98	3352,26	4015,14	0,29	0,54	0,83	OK
162	-5110,54	1147,42	2458,19	3351,49	4014,37	0,28	0,56	0,83	OK
163	-5114,99	1141,76	2398,92	3352,31	4015,20	0,27	0,54	0,81	OK
164	-5113,41	1377,30	2420,00	3352,03	4014,90	0,34	0,54	0,89	OK
165	-2067,09	730,35	1028,47	2635,65	3187,46	0,21	0,26	0,47	OK
166	-2064,20	700,07	1066,94	2634,71	3186,49	0,20	0,27	0,47	OK
167	-2067,58	694,26	1021,92	2635,81	3187,62	0,20	0,26	0,46	OK
168	-2065,99	929,80	1043,00	2635,30	3187,09	0,29	0,26	0,55	OK
169	-3505,25	961,77	1858,46	3019,65	3629,72	0,25	0,45	0,70	OK
170	-3501,50	915,44	1908,32	3018,78	3628,68	0,24	0,46	0,70	OK
171	-3500,92	904,70	1916,02	3018,65	3628,52	0,24	0,46	0,70	OK
172	-3497,64	1126,54	1959,70	3017,88	3627,61	0,31	0,48	0,78	OK
173	-1800,54	679,18	1120,16	2549,36	3089,14	0,20	0,30	0,50	OK
174	-1798,96	652,16	1141,22	2548,85	3088,54	0,19	0,30	0,50	OK
175	-1797,48	642,12	1160,88	2548,37	3087,99	0,19	0,31	0,50	OK
176	-1794,20	863,95	1204,56	2547,31	3086,76	0,27	0,32	0,60	OK
177	-4273,50	1069,33	2202,12	3192,74	3831,53	0,27	0,51	0,78	OK
178	-4269,75	1023,00	2251,99	3191,91	3830,70	0,26	0,53	0,78	OK
179	-4269,18	1012,26	2259,69	3191,79	3830,58	0,25	0,53	0,78	OK
180	-4265,89	1234,09	2303,37	3191,06	3829,85	0,32	0,54	0,86	OK
181	-2303,46	749,59	1345,13	2711,42	3266,72	0,21	0,34	0,56	OK
182	-2301,88	722,57	1366,19	2710,98	3266,19	0,20	0,35	0,56	OK
183	-2300,40	712,53	1385,85	2710,57	3265,69	0,20	0,36	0,56	OK
184	-2297,12	934,36	1429,53	2709,66	3264,59	0,28	0,37	0,65	OK
185	-4050,27	821,39	2007,76	3143,51	3773,86	0,20	0,47	0,67	OK
186	-4046,25	766,40	2061,24	3142,62	3772,82	0,18	0,48	0,67	OK
187	-4046,32	764,22	2060,33	3142,64	3772,83	0,18	0,48	0,67	OK
188	-4048,80	850,65	2027,29	3143,19	3773,48	0,21	0,47	0,68	OK
189	-2278,26	524,53	1231,23	2704,01	3258,27	0,14	0,31	0,45	OK
190	-2275,00	493,91	1274,60	2702,96	3257,18	0,13	0,32	0,45	OK
191	-2274,84	490,75	1276,79	2702,90	3257,12	0,13	0,33	0,45	OK
192	-2277,32	577,18	1243,74	2703,71	3257,95	0,16	0,31	0,47	OK
193	-5615,56	1040,53	2707,97	3435,23	4108,38	0,24	0,61	0,84	OK
194	-5611,54	985,54	2761,44	3434,57	4107,63	0,22	0,62	0,84	OK
195	-5611,61	983,36	2760,54	3434,58	4107,64	0,22	0,62	0,84	OK
196	-5614,09	1069,79	2727,50	3434,99	4108,11	0,25	0,61	0,86	OK
197	-2980,07	622,78	1545,17	2894,35	3481,35	0,16	0,38	0,54	OK
198	-2976,81	592,16	1588,54	2893,56	3480,37	0,15	0,39	0,54	OK
199	-2976,64	589,00	1590,73	2893,52	3480,32	0,15	0,39	0,54	OK
200	-2979,13	675,43	1557,68	2894,13	3481,06	0,17	0,38	0,56	OK
201	-4878,47	936,76	2373,82	3308,42	3965,57	0,22	0,54	0,76	OK
202	-4874,27	887,74	2429,67	3307,64	3964,64	0,21	0,56	0,76	OK
203	-4874,54	881,49	2426,08	3307,69	3964,70	0,20	0,55	0,76	OK
204	-4877,48	966,23	2387,05	3308,23	3965,35	0,23	0,54	0,77	OK
205	-2634,97	578,60	1376,58	2803,42	3377,87	0,15	0,34	0,49	OK
206	-2630,81	550,04	1431,97	2802,27	3376,48	0,14	0,36	0,50	OK
207	-2631,08	543,80	1428,37	2802,34	3376,57	0,14	0,36	0,50	OK
208	-2634,01	628,53	1389,34	2803,16	3377,55	0,17	0,34	0,51	OK
209	-4796,40	925,27	2337,10	3293,19	3947,38	0,22	0,53	0,75	OK
210	-4792,20	876,25	2392,96	3292,41	3946,45	0,20	0,55	0,75	OK
211	-4792,47	870,00	2389,36	3292,46	3946,51	0,20	0,55	0,75	OK
212	-4795,40	954,74	2350,33	3293,00	3947,16	0,23	0,54	0,76	OK
213	-2632,55	577,65	1368,20	2802,75	3377,06	0,15	0,34	0,49	OK
214	-2628,74	548,73	1418,89	2801,69	3375,78	0,14	0,35	0,49	OK
215	-2628,66	542,84	1420,00	2801,67	3375,76	0,14	0,35	0,49	OK
216	-2631,59	627,58	1380,97	2802,49	3376,74	0,17	0,34	0,51	OK
217	-3901,23	1026,07	1860,16	3110,64	3735,08	0,26	0,43	0,70	OK
218	-3897,08	977,53	1915,37	3109,73	3734,00	0,25	0,45	0,70	OK
219	-3901,54	971,87	1856,10	3110,71	3735,16	0,25	0,43	0,68	OK
220	-3899,95	1207,41	1877,18	3110,36	3734,75	0,32	0,44	0,76	OK
221	-2064,73	730,02	1027,41	2634,89	3186,67	0,21	0,26	0,47	OK
222	-2061,83	699,74	1065,88	2633,95	3185,70	0,20	0,27	0,47	OK
223	-2065,22	693,93	1020,86	2635,04	3186,83	0,20	0,26	0,46	OK
224	-2063,63	929,47	1041,94	2634,53	3186,30	0,29	0,26	0,55	OK
225	-2432,91	750,84	1060,87	2747,35	3310,12	0,21	0,26	0,47	OK
226	-2429,13	732,74	1111,21	2746,30	3308,85	0,20	0,27	0,47	OK
227	-2428,55	722,00	1118,91	2746,14	3308,66	0,20	0,27	0,47	OK
228	-2440,62	945,98	958,22	2749,49	3312,71	0,28	0,23	0,50	OK
229	-1749,58	655,17	600,90	2532,87	3070,07	0,20	0,14	0,34	OK
230	-1753,36	638,13	550,56	2534,09	3071,49	0,19	0,13	0,32	OK
231	-1745,15	626,32	659,86	2531,43	3068,42	0,19	0,16	0,35	OK
232	-1757,22	850,31	499,18	2535,34	3072,93	0,27	0,11	0,38	OK
233	-3136,45	849,33	1375,59	2932,25	3527,27	0,23	0,32	0,55	OK
234	-3132,66	831,23	1425,92	2931,33	3526,22	0,22	0,34	0,56	OK
235	-3132,09	820,49	1433,62	2931,19	3526,06	0,22	0,34	0,56	OK
236	-3144,16	1044,48	1272,94	2934,11	3529,41	0,29	0,29	0,58	OK
237	-2252,11	725,53	825,69	2695,54	3249,50	0,21	0,19	0,40	OK
238	-2255,89	708,48	775,36	2696,77	3250,77	0,20	0,18	0,38	OK
239	-2247,67	696,68	884,66	2694,11	3248,01	0,20	0,21	0,41	OK
240	-2259,75	920,66	723,98	2698,02	3252,06	0,28	0,16	0,44	OK

Tabela 7: Exemplo Prático - Planilha para verificação de seções de concreto armado na flexão composta oblíqua – ENTRADA DE DADOS E VERIFICAÇÃO – CAMPO 2 (continua).

241	-2849,78	592,18	1385,20	2862,78	3442,35	0,15	0,34	0,49	OK
242	-2845,54	565,54	1441,64	2861,76	3441,08	0,14	0,35	0,49	OK
243	-2845,60	563,36	1440,73	2861,77	3441,10	0,14	0,35	0,49	OK
244	-2851,91	650,33	1356,77	2863,30	3442,99	0,17	0,33	0,50	OK
245	-2047,23	479,82	834,10	2629,22	3180,80	0,13	0,20	0,33	OK
246	-2051,47	454,37	777,66	2630,59	3182,22	0,12	0,18	0,31	OK
247	-2042,61	450,94	895,57	2627,73	3179,25	0,12	0,22	0,34	OK
248	-2048,92	537,91	811,61	2629,77	3181,37	0,15	0,19	0,34	OK
249	-4204,24	781,80	1991,09	3177,47	3813,93	0,19	0,46	0,64	OK
250	-4200,00	755,16	2047,54	3176,53	3812,82	0,18	0,47	0,65	OK
251	-4200,07	752,99	2046,63	3176,55	3812,84	0,18	0,47	0,65	OK
252	-4206,38	839,95	1962,67	3177,94	3814,48	0,20	0,45	0,65	OK
253	-3014,70	615,27	1266,89	2902,75	3491,71	0,16	0,30	0,45	OK
254	-3018,94	589,82	1210,45	2903,77	3492,98	0,15	0,28	0,43	OK
255	-3010,08	586,39	1328,35	2901,63	3490,33	0,15	0,31	0,46	OK
256	-3016,39	673,36	1244,39	2903,15	3492,22	0,17	0,29	0,46	OK
257	-3560,29	693,11	1716,84	3032,50	3645,02	0,17	0,41	0,58	OK
258	-3555,86	671,50	1775,81	3031,46	3643,79	0,16	0,42	0,59	OK
259	-3556,13	665,25	1772,22	3031,53	3643,86	0,16	0,42	0,58	OK
260	-3561,99	750,40	1694,25	3032,89	3645,49	0,19	0,40	0,59	OK
261	-2555,11	552,39	1066,07	2781,26	3351,10	0,14	0,25	0,40	OK
262	-2559,54	532,01	1007,09	2782,49	3352,58	0,14	0,24	0,37	OK
263	-2550,48	524,46	1127,69	2779,98	3349,54	0,14	0,27	0,41	OK
264	-2556,34	609,61	1049,72	2781,60	3351,51	0,16	0,25	0,41	OK
265	-3497,64	684,34	1688,81	3017,88	3627,61	0,17	0,40	0,57	OK
266	-3493,21	662,73	1747,78	3016,85	3626,38	0,16	0,42	0,58	OK
267	-3493,48	656,48	1744,19	3016,91	3626,46	0,16	0,42	0,58	OK
268	-3499,34	741,63	1666,22	3018,28	3628,08	0,19	0,39	0,58	OK
269	-2510,35	546,12	1046,05	2768,84	3336,09	0,14	0,25	0,39	OK
270	-2514,78	525,75	987,07	2770,07	3337,58	0,14	0,23	0,37	OK
271	-2505,72	518,20	1107,67	2767,56	3334,54	0,13	0,27	0,40	OK
272	-2511,58	603,34	1029,70	2769,18	3336,50	0,16	0,24	0,40	OK
273	-2778,09	810,42	1287,86	2843,14	3420,89	0,22	0,31	0,53	OK
274	-2773,79	788,98	1345,10	2841,95	3419,60	0,21	0,33	0,54	OK
275	-2778,25	783,32	1285,83	2843,19	3420,93	0,21	0,31	0,52	OK
276	-2779,83	1019,30	1264,75	2843,63	3421,41	0,29	0,30	0,59	OK
277	-1997,05	701,07	750,97	2612,98	3162,64	0,21	0,18	0,38	OK
278	-2001,35	680,84	693,72	2614,37	3164,25	0,20	0,16	0,36	OK
279	-1996,89	673,93	752,99	2612,93	3162,59	0,20	0,18	0,38	OK
280	-1998,48	909,91	731,91	2613,44	3163,18	0,28	0,17	0,45	OK
281	-3540,03	966,64	1395,47	3027,77	3639,39	0,25	0,32	0,57	OK
282	-3543,78	921,36	1345,60	3028,64	3640,43	0,24	0,30	0,54	OK
283	-3535,57	909,55	1454,90	3026,73	3638,15	0,24	0,33	0,57	OK
284	-3547,64	1133,54	1294,22	3029,55	3641,50	0,31	0,29	0,60	OK
285	-1838,08	684,44	620,48	2561,52	3103,18	0,21	0,14	0,35	OK
286	-1839,67	657,86	599,42	2562,03	3103,77	0,20	0,14	0,33	OK
287	-1832,35	647,00	696,77	2559,66	3101,04	0,19	0,17	0,36	OK
288	-1844,43	870,98	536,08	2563,57	3105,55	0,27	0,12	0,40	OK
289	-4308,29	1074,20	1739,13	3200,41	3839,24	0,27	0,39	0,66	OK
290	-4312,04	1028,92	1689,27	3201,24	3840,07	0,26	0,37	0,63	OK
291	-4303,82	1017,11	1798,57	3199,43	3838,25	0,25	0,40	0,66	OK
292	-4315,90	1241,09	1637,89	3202,09	3840,93	0,32	0,36	0,68	OK
293	-2341,00	754,85	845,45	2721,84	3279,30	0,21	0,20	0,41	OK
294	-2342,58	728,27	824,40	2722,28	3279,84	0,21	0,19	0,40	OK
295	-2335,27	717,41	921,74	2720,25	3277,38	0,20	0,22	0,42	OK
296	-2347,34	941,39	761,06	2723,60	3281,43	0,28	0,17	0,45	OK
297	-4071,31	824,34	1727,63	3148,15	3779,34	0,20	0,39	0,59	OK
298	-4075,33	770,47	1674,15	3149,04	3780,38	0,18	0,38	0,56	OK
299	-4066,47	767,04	1792,06	3147,08	3778,08	0,18	0,41	0,59	OK
300	-4072,78	854,01	1708,10	3148,48	3779,72	0,21	0,39	0,59	OK
301	-2300,89	527,70	930,14	2710,71	3265,85	0,14	0,22	0,36	OK
302	-2304,14	497,99	886,77	2711,61	3266,95	0,13	0,21	0,34	OK
303	-2295,52	493,64	1001,59	2709,22	3264,05	0,13	0,24	0,37	OK
304	-2301,83	580,61	917,63	2710,97	3266,17	0,16	0,22	0,38	OK
305	-5636,61	1043,48	2427,84	3438,72	4112,30	0,24	0,53	0,77	OK
306	-5640,62	989,61	2374,36	3439,39	4113,05	0,22	0,52	0,74	OK
307	-5631,76	986,18	2492,27	3437,92	4111,40	0,22	0,55	0,77	OK
308	-5638,07	1073,15	2408,31	3438,96	4112,57	0,25	0,53	0,77	OK
309	-3002,69	625,95	1244,08	2899,83	3488,12	0,16	0,29	0,45	OK
310	-3005,95	596,24	1200,71	2900,62	3489,09	0,15	0,28	0,43	OK
311	-2997,32	591,89	1315,53	2898,53	3486,51	0,15	0,31	0,46	OK
312	-3003,63	678,86	1231,57	2900,06	3488,40	0,18	0,29	0,46	OK
313	-4898,87	939,61	2102,25	3312,21	3970,09	0,22	0,47	0,69	OK
314	-4903,07	891,77	2046,40	3312,99	3971,02	0,21	0,45	0,66	OK
315	-4894,01	884,21	2166,99	3311,30	3969,01	0,21	0,48	0,69	OK
316	-4899,87	969,36	2089,02	3312,39	3970,31	0,23	0,46	0,69	OK
317	-2655,52	581,48	1103,00	2809,13	3384,20	0,15	0,26	0,41	OK
318	-2659,69	554,09	1047,61	2810,28	3385,45	0,14	0,24	0,39	OK
319	-2650,62	546,53	1168,21	2807,77	3382,73	0,14	0,28	0,42	OK
320	-2656,48	631,68	1090,24	2809,39	3384,49	0,17	0,26	0,42	OK

Tabela 7: Exemplo Prático - Planilha para verificação de seções de concreto armado na flexão composta oblíqua – ENTRADA DE DADOS E VERIFICAÇÃO – CAMPO 2 (continua).

321	-4816,80	928,12	2065,54	3296,97	3951,90	0,22	0,46	0,68	OK
322	-4821,00	880,28	2009,69	3297,75	3952,83	0,20	0,44	0,65	OK
323	-4811,94	872,72	2130,28	3296,07	3950,83	0,20	0,48	0,68	OK
324	-4817,80	957,87	2052,31	3297,16	3952,12	0,23	0,46	0,68	OK
325	-2652,04	580,37	1108,74	2808,16	3383,16	0,15	0,26	0,41	OK
326	-2655,85	552,53	1058,05	2809,22	3384,30	0,14	0,25	0,39	OK
327	-2647,14	545,43	1173,94	2806,80	3381,69	0,14	0,28	0,42	OK
328	-2653,00	630,58	1095,97	2808,43	3383,44	0,17	0,26	0,43	OK
329	-3920,66	1028,79	1601,63	3114,93	3740,14	0,26	0,36	0,63	OK
330	-3924,80	981,42	1546,42	3115,84	3741,22	0,25	0,35	0,60	OK
331	-3920,35	974,51	1605,69	3114,86	3740,06	0,25	0,36	0,61	OK
332	-3921,94	1210,49	1584,61	3115,21	3740,47	0,32	0,36	0,68	OK
333	-2081,75	732,40	800,87	2640,40	3192,38	0,21	0,19	0,40	OK
334	-2084,64	702,93	762,40	2641,33	3193,34	0,20	0,18	0,38	OK
335	-2081,25	696,17	807,42	2640,24	3192,21	0,20	0,19	0,39	OK
336	-2082,84	932,16	786,34	2640,75	3192,74	0,29	0,19	0,47	OK
337	-1737,79	682,58	884,06	2529,05	3065,66	0,21	0,22	0,43	OK
338	-1735,09	666,13	926,01	2528,18	3064,65	0,20	0,24	0,44	OK
339	-1734,68	656,36	932,42	2528,04	3064,50	0,20	0,24	0,44	OK
340	-1743,30	859,98	798,52	2530,84	3067,73	0,27	0,20	0,47	OK
341	-1249,70	595,61	500,75	2366,43	2881,60	0,19	0,12	0,31	OK
342	-1252,40	580,12	458,80	2367,36	2882,72	0,18	0,11	0,30	OK
343	-1246,54	569,38	549,89	2365,35	2880,29	0,18	0,14	0,32	OK
344	-1255,16	773,01	415,98	2368,31	2883,85	0,26	0,10	0,36	OK
345	-2240,32	772,12	1146,32	2691,73	3245,55	0,22	0,29	0,51	OK
346	-2237,62	755,67	1188,27	2690,85	3244,64	0,22	0,30	0,52	OK
347	-2237,20	745,90	1194,68	2690,72	3244,50	0,21	0,30	0,52	OK
348	-2245,83	949,52	1060,78	2693,51	3247,39	0,29	0,26	0,55	OK
349	-1608,65	659,57	688,08	2487,25	3017,35	0,20	0,17	0,37	OK
350	-1611,35	644,08	646,13	2488,12	3018,36	0,20	0,16	0,35	OK
351	-1605,48	633,34	737,22	2486,22	3016,17	0,19	0,18	0,38	OK
352	-1614,11	836,96	603,31	2489,01	3019,40	0,27	0,14	0,42	OK
353	-2035,55	538,34	1154,33	2625,44	3176,89	0,15	0,30	0,45	OK
354	-2032,53	514,13	1201,36	2624,46	3175,87	0,14	0,31	0,45	OK
355	-2032,57	512,15	1200,61	2624,48	3175,89	0,14	0,31	0,45	OK
356	-2037,08	591,21	1130,64	2625,94	3177,40	0,17	0,29	0,46	OK
357	-1462,30	436,20	695,08	2439,60	2962,61	0,13	0,18	0,30	OK
358	-1465,33	413,06	648,05	2440,64	2963,74	0,12	0,16	0,28	OK
359	-1459,00	409,95	746,30	2438,46	2961,38	0,12	0,19	0,31	OK
360	-1463,51	489,01	676,34	2440,01	2963,06	0,15	0,17	0,32	OK
361	-3003,03	710,73	1659,25	2899,92	3488,22	0,19	0,41	0,59	OK
362	-3000,00	686,51	1706,28	2899,18	3487,31	0,18	0,42	0,60	OK
363	-3000,05	684,53	1705,53	2899,20	3487,33	0,18	0,42	0,60	OK
364	-3004,56	763,59	1635,56	2900,29	3488,68	0,20	0,40	0,60	OK
365	-2153,36	559,33	1055,74	2663,58	3216,39	0,15	0,26	0,42	OK
366	-2156,39	536,20	1008,70	2664,56	3217,40	0,15	0,25	0,39	OK
367	-2150,06	533,08	1106,96	2662,51	3215,28	0,15	0,28	0,42	OK
368	-2154,56	612,14	1036,99	2663,97	3216,79	0,17	0,26	0,43	OK
369	-2543,07	630,10	1430,70	2777,92	3347,06	0,17	0,36	0,53	OK
370	-2539,90	610,45	1479,84	2777,04	3346,00	0,16	0,38	0,54	OK
371	-2540,10	604,77	1476,85	2777,09	3346,06	0,16	0,37	0,54	OK
372	-2544,28	682,18	1411,87	2778,26	3347,47	0,19	0,35	0,54	OK
373	-1825,08	502,17	888,39	2557,31	3098,31	0,14	0,22	0,37	OK
374	-1828,24	483,65	839,25	2558,33	3099,50	0,14	0,21	0,34	OK
375	-1821,77	476,78	939,74	2556,24	3097,08	0,13	0,24	0,37	OK
376	-1825,95	554,19	874,77	2557,59	3098,64	0,16	0,22	0,38	OK
377	-2498,31	622,13	1407,34	2765,50	3332,05	0,17	0,36	0,52	OK
378	-2495,15	602,48	1456,49	2764,62	3330,99	0,16	0,37	0,53	OK
379	-2495,34	596,80	1453,49	2764,67	3331,06	0,16	0,37	0,53	OK
380	-2499,53	674,21	1388,52	2765,84	3332,46	0,18	0,35	0,53	OK
381	-1793,11	496,47	871,71	2546,96	3086,36	0,14	0,22	0,36	OK
382	-1796,27	477,95	822,56	2547,98	3087,54	0,13	0,20	0,34	OK
383	-1789,80	471,09	923,06	2545,89	3085,12	0,13	0,24	0,37	OK
384	-1793,99	548,49	858,08	2547,24	3086,68	0,16	0,22	0,37	OK
385	-1984,35	736,74	1073,21	2608,87	3157,90	0,22	0,27	0,49	OK
386	-1981,28	717,26	1120,92	2607,87	3156,75	0,21	0,29	0,50	OK
387	-1984,46	712,11	1071,52	2608,90	3157,94	0,21	0,27	0,48	OK
388	-1985,59	926,64	1053,96	2609,27	3158,36	0,29	0,27	0,56	OK
389	-1426,46	637,34	625,80	2427,26	2949,20	0,20	0,16	0,36	OK
390	-1429,53	618,94	578,10	2428,32	2950,35	0,19	0,14	0,34	OK
391	-1426,35	612,66	627,49	2427,23	2949,16	0,19	0,16	0,35	OK
392	-1427,48	827,20	609,93	2427,62	2949,59	0,27	0,15	0,43	OK
393	-2528,59	878,77	1162,89	2773,90	3342,21	0,25	0,28	0,53	OK
394	-2531,27	837,60	1121,33	2774,65	3343,10	0,24	0,27	0,51	OK
395	-2525,40	826,87	1212,42	2773,02	3341,14	0,23	0,30	0,53	OK
396	-2534,03	1030,49	1078,52	2775,41	3344,03	0,30	0,26	0,56	OK
397	-1312,92	622,22	517,07	2388,19	2906,73	0,20	0,13	0,33	OK
398	-1314,05	598,06	499,52	2388,58	2907,15	0,19	0,12	0,31	OK
399	-1308,82	588,18	580,64	2386,78	2905,20	0,19	0,14	0,33	OK
400	-1317,45	791,80	446,74	2389,75	2908,42	0,27	0,11	0,37	OK

Tabela 7: Exemplo Prático - Planilha para verificação de seções de concreto armado na flexão composta oblíqua – ENTRADA DE DADOS E VERIFICAÇÃO – CAMPO 2 (continua).

401	-3077,35	976,54	1449,28	2917,93	3510,47	0,27	0,35	0,61	OK
402	-3080,03	935,38	1407,72	2918,57	3511,27	0,26	0,33	0,59	OK
403	-3074,16	924,65	1498,81	2917,15	3509,51	0,25	0,36	0,61	OK
404	-3082,78	1128,27	1364,91	2919,24	3512,09	0,32	0,32	0,64	OK
405	-1672,14	686,23	704,54	2507,80	3041,11	0,21	0,17	0,38	OK
406	-1673,27	662,06	687,00	2508,17	3041,53	0,20	0,17	0,37	OK
407	-1668,05	652,19	768,11	2506,48	3039,58	0,20	0,19	0,39	OK
408	-1676,67	855,81	634,21	2509,27	3042,80	0,28	0,15	0,43	OK
409	-2908,08	749,40	1439,69	2876,91	3459,80	0,20	0,35	0,55	OK
410	-2910,95	700,43	1395,13	2877,61	3460,66	0,18	0,34	0,52	OK
411	-2904,62	697,31	1493,38	2876,07	3458,76	0,18	0,37	0,55	OK
412	-2909,13	776,37	1423,42	2877,16	3460,11	0,21	0,34	0,55	OK
413	-1643,49	479,73	775,12	2498,53	3030,39	0,14	0,19	0,33	OK
414	-1645,82	452,72	738,98	2499,28	3031,26	0,13	0,18	0,31	OK
415	-1639,66	448,76	834,66	2497,28	3028,95	0,13	0,21	0,34	OK
416	-1644,16	527,83	764,69	2498,74	3030,64	0,15	0,19	0,35	OK
417	-4026,15	948,62	2023,20	3138,19	3767,59	0,24	0,47	0,71	OK
418	-4029,02	899,64	1978,63	3138,82	3768,33	0,22	0,46	0,68	OK
419	-4022,69	896,53	2076,89	3137,43	3766,69	0,22	0,49	0,71	OK
420	-4027,20	975,59	2006,92	3138,42	3767,86	0,25	0,47	0,72	OK
421	-2144,78	569,05	1036,73	2660,80	3213,51	0,16	0,26	0,41	OK
422	-2147,11	542,04	1000,59	2661,55	3214,29	0,15	0,25	0,39	OK
423	-2140,94	538,09	1096,27	2659,56	3212,22	0,15	0,28	0,42	OK
424	-2145,45	617,15	1026,31	2661,02	3213,73	0,17	0,25	0,43	OK
425	-3499,20	854,19	1751,88	3018,24	3628,04	0,22	0,42	0,64	OK
426	-3502,19	810,70	1705,33	3018,94	3628,88	0,21	0,40	0,61	OK
427	-3495,72	803,83	1805,83	3017,43	3627,08	0,20	0,43	0,64	OK
428	-3499,91	881,24	1740,85	3018,41	3628,24	0,23	0,41	0,64	OK
429	-1896,80	528,62	919,17	2580,53	3125,15	0,15	0,23	0,38	OK
430	-1899,78	503,72	873,01	2581,49	3126,26	0,14	0,22	0,36	OK
431	-1893,30	496,85	973,51	2579,39	3123,84	0,14	0,25	0,39	OK
432	-1897,49	574,25	908,53	2580,75	3125,40	0,16	0,23	0,39	OK
433	-3440,57	843,75	1721,28	3004,57	3611,76	0,22	0,41	0,63	OK
434	-3443,57	800,25	1674,74	3005,27	3612,59	0,20	0,40	0,60	OK
435	-3437,10	793,39	1775,23	3003,76	3610,79	0,20	0,43	0,63	OK
436	-3441,28	870,79	1710,26	3004,73	3611,96	0,23	0,41	0,63	OK
437	-1894,32	527,61	923,95	2579,72	3124,22	0,15	0,23	0,38	OK
438	-1897,04	502,30	881,71	2580,60	3125,23	0,14	0,22	0,36	OK
439	-1890,82	495,85	978,29	2578,59	3122,91	0,14	0,25	0,39	OK
440	-1895,00	573,25	913,31	2579,94	3124,47	0,16	0,23	0,39	OK
441	-2800,47	935,26	1334,69	2849,35	3427,59	0,26	0,32	0,59	OK
442	-2803,43	892,20	1288,68	2850,18	3428,47	0,25	0,31	0,56	OK
443	-2800,25	885,92	1338,07	2849,29	3427,52	0,25	0,32	0,57	OK
444	-2801,38	1100,45	1320,50	2849,61	3427,86	0,32	0,32	0,64	OK
445	-1486,96	665,82	667,39	2447,85	2971,84	0,21	0,17	0,38	OK
446	-1489,03	639,03	635,33	2448,52	2972,61	0,20	0,16	0,36	OK
447	-1486,61	632,88	672,85	2447,74	2971,70	0,20	0,17	0,37	OK
448	-1487,74	847,41	655,28	2448,11	2972,13	0,28	0,16	0,44	OK
449	-3926,50	1127,85	2174,95	3116,21	3741,66	0,30	0,52	0,82	OK
450	-3923,82	1085,73	2216,51	3115,62	3740,96	0,28	0,53	0,82	OK
451	-3929,69	1077,09	2125,42	3116,92	3742,49	0,28	0,51	0,79	OK
452	-3921,07	1277,63	2259,32	3115,02	3740,24	0,34	0,55	0,89	OK
453	-1652,57	682,74	1008,44	2501,47	3033,79	0,21	0,27	0,48	OK
454	-1651,44	658,17	1025,99	2501,10	3033,36	0,20	0,27	0,47	OK
455	-1656,67	650,16	944,87	2502,79	3035,32	0,20	0,25	0,44	OK
456	-1648,04	850,71	1078,78	2500,00	3032,09	0,27	0,29	0,56	OK
457	-3377,75	1030,07	1888,56	2989,91	3594,30	0,28	0,46	0,74	OK
458	-3375,07	987,95	1930,12	2989,29	3593,56	0,26	0,47	0,74	OK
459	-3380,94	979,31	1839,03	2990,65	3595,19	0,28	0,45	0,71	OK
460	-3372,31	1179,86	1972,94	2988,64	3592,80	0,33	0,49	0,81	OK
461	-1293,35	618,73	820,97	2381,45	2899,41	0,20	0,22	0,42	OK
462	-1292,22	594,17	838,52	2381,07	2898,99	0,19	0,23	0,41	OK
463	-1297,44	586,15	757,40	2382,86	2900,94	0,19	0,20	0,39	OK
464	-1288,82	786,70	891,30	2379,90	2897,71	0,26	0,24	0,51	OK
465	-4922,10	1108,26	2615,79	3316,52	3975,23	0,27	0,61	0,87	OK
466	-4919,23	1058,26	2660,35	3315,98	3974,60	0,25	0,62	0,87	OK
467	-4925,55	1057,40	2562,10	3317,16	3976,00	0,25	0,59	0,84	OK
468	-4921,05	1134,86	2632,07	3316,32	3975,00	0,28	0,61	0,89	OK
469	-2135,86	567,46	1175,14	2657,91	3210,52	0,16	0,30	0,46	OK
470	-2133,54	539,62	1211,28	2657,16	3209,74	0,15	0,31	0,46	OK
471	-2139,70	537,86	1115,60	2659,16	3211,81	0,15	0,28	0,43	OK
472	-2135,19	615,32	1185,57	2657,70	3210,30	0,17	0,30	0,48	OK
473	-3804,03	909,04	2032,28	3089,21	3709,79	0,23	0,49	0,72	OK
474	-3801,16	859,04	2076,85	3088,57	3709,04	0,22	0,50	0,71	OK
475	-3807,49	858,18	1978,59	3089,97	3710,69	0,21	0,47	0,69	OK
476	-3802,98	935,64	2048,56	3088,97	3709,52	0,24	0,49	0,73	OK
477	-1634,58	478,14	913,53	2495,64	3027,05	0,14	0,24	0,38	OK
478	-3018,94	450,30	949,67	2903,77	3492,98	0,11	0,21	0,32	OK
479	-3010,08	448,54	853,99	2901,63	3490,33	0,11	0,18	0,29	OK
480	-3016,39	526,00	923,95	2903,15	3492,22	0,13	0,20	0,33	OK

Tabela 7: Exemplo Prático - Planilha para verificação de seções de concreto armado na flexão composta oblíqua – ENTRADA DE DADOS E VERIFICAÇÃO – CAMPO 2 (continuação).

481	-3560,29	1003,47	2306,74	3032,50	3645,02	0,27	0,58	0,84	OK
482	-3555,86	958,91	2353,28	3031,46	3643,79	0,25	0,59	0,84	OK
483	-3556,13	954,35	2252,79	3031,53	3643,86	0,25	0,56	0,81	OK
484	-3561,99	1030,26	2317,76	3032,89	3645,49	0,27	0,58	0,85	OK
485	-2555,11	526,91	1033,55	2781,26	3351,10	0,14	0,24	0,38	OK
486	-2559,54	500,96	1079,70	2782,49	3352,58	0,13	0,26	0,38	OK
487	-2550,48	496,39	979,21	2779,98	3349,54	0,13	0,23	0,36	OK
488	-2556,34	572,31	1044,18	2781,60	3351,51	0,15	0,25	0,40	OK
489	-3497,64	1013,92	2337,33	3017,88	3627,61	0,27	0,59	0,86	OK
490	-3493,21	969,35	2383,88	3016,85	3626,38	0,26	0,60	0,86	OK
491	-3493,48	964,79	2283,38	3016,91	3626,46	0,25	0,57	0,83	OK
492	-3499,34	1040,71	2348,36	3018,28	3628,08	0,28	0,59	0,87	OK
493	-2510,35	526,80	1028,77	2768,84	3336,09	0,14	0,24	0,38	OK
494	-2514,78	500,51	1071,00	2770,07	3337,58	0,13	0,26	0,38	OK
495	-2505,72	496,28	974,43	2767,56	3334,54	0,13	0,23	0,36	OK
496	-2511,58	572,19	1039,40	2769,18	3336,50	0,15	0,25	0,40	OK
497	-2778,09	1087,23	2002,48	2843,14	3420,89	0,32	0,53	0,84	OK
498	-2773,79	1043,11	2048,49	2841,95	3419,60	0,30	0,54	0,84	OK
499	-2778,25	1037,96	1999,10	2843,19	3420,93	0,30	0,52	0,82	OK
500	-2779,83	1252,09	2016,67	2843,63	3421,41	0,37	0,53	0,90	OK
501	-1997,05	663,95	857,06	2612,98	3162,64	0,19	0,21	0,40	OK
502	-2001,35	636,43	889,12	2614,37	3164,25	0,18	0,22	0,40	OK
503	-1996,89	631,14	851,60	2612,93	3162,59	0,18	0,21	0,39	OK
504	-1998,48	845,27	869,16	2613,44	3163,18	0,26	0,21	0,47	OK
505	-2503,75	874,34	1548,71	2767,01	3333,87	0,25	0,40	0,65	OK
506	-2501,07	832,22	1590,27	2766,26	3332,98	0,24	0,41	0,65	OK
507	-2500,66	822,46	1596,68	2766,15	3332,84	0,23	0,41	0,65	OK
508	-2498,31	1024,13	1633,09	2765,50	3332,05	0,30	0,42	0,73	OK
509	-1286,10	617,44	933,47	2378,96	2896,62	0,20	0,26	0,46	OK
510	-1284,97	592,88	951,02	2378,57	2896,16	0,19	0,26	0,45	OK
511	-1283,91	583,74	967,40	2378,21	2895,72	0,19	0,27	0,45	OK
512	-1281,57	785,41	1003,80	2377,40	2894,75	0,26	0,28	0,55	OK
513	-3052,50	972,12	1835,10	2911,90	3503,03	0,27	0,46	0,73	OK
514	-3049,82	930,00	1876,66	2911,26	3502,23	0,25	0,47	0,73	OK
515	-3049,41	920,24	1883,07	2911,16	3502,10	0,25	0,47	0,73	OK
516	-3047,07	1121,90	1919,47	2910,59	3501,40	0,32	0,49	0,80	OK
517	-1645,33	681,45	1120,94	2499,12	3031,08	0,21	0,30	0,51	OK
518	-1644,20	656,88	1138,49	2498,75	3030,65	0,20	0,31	0,51	OK
519	-1643,14	647,75	1154,87	2498,41	3030,26	0,20	0,31	0,51	OK
520	-1640,80	849,42	1191,28	2497,65	3029,38	0,27	0,33	0,60	OK
521	-2893,05	746,72	1673,13	2873,27	3455,30	0,20	0,42	0,62	OK
522	-2890,18	696,72	1717,70	2872,57	3454,44	0,18	0,43	0,62	OK
523	-2890,23	694,74	1716,94	2872,58	3454,45	0,18	0,43	0,61	OK
524	-2892,00	773,32	1689,41	2873,01	3454,98	0,21	0,42	0,63	OK
525	-1627,33	476,85	1026,03	2493,29	3024,34	0,14	0,27	0,41	OK
526	-1625,00	449,01	1062,17	2492,54	3023,47	0,13	0,28	0,41	OK
527	-1624,89	446,13	1063,99	2492,50	3023,43	0,13	0,29	0,41	OK
528	-1626,66	524,71	1036,45	2493,08	3024,09	0,15	0,28	0,43	OK
529	-4011,11	945,94	2256,64	3134,87	3763,67	0,24	0,54	0,78	OK
530	-4008,24	895,94	2301,20	3134,24	3762,93	0,22	0,55	0,78	OK
531	-4008,29	893,96	2300,45	3134,25	3762,94	0,22	0,55	0,78	OK
532	-4010,06	972,54	2272,91	3134,64	3763,40	0,25	0,55	0,79	OK
533	-2128,62	566,17	1287,64	2655,57	3208,09	0,16	0,33	0,49	OK
534	-2126,29	538,33	1323,78	2654,82	3207,31	0,15	0,35	0,49	OK
535	-2126,17	535,45	1325,60	2654,78	3207,27	0,15	0,35	0,49	OK
536	-2127,95	614,03	1298,07	2655,35	3207,87	0,17	0,34	0,51	OK
537	-3484,62	851,60	1978,18	3014,84	3624,00	0,22	0,48	0,70	OK
538	-3481,62	807,03	2024,72	3014,14	3623,16	0,21	0,50	0,70	OK
539	-3481,82	801,35	2021,73	3014,19	3623,22	0,20	0,50	0,70	OK
540	-3483,91	878,39	1989,20	3014,68	3623,80	0,23	0,49	0,71	OK
541	-1882,12	526,00	1147,15	2575,77	3119,65	0,15	0,30	0,45	OK
542	-1879,15	500,04	1193,30	2574,81	3118,54	0,14	0,32	0,46	OK
543	-1879,34	494,36	1190,31	2574,87	3118,61	0,14	0,31	0,45	OK
544	-1881,44	571,39	1157,78	2575,55	3119,40	0,16	0,30	0,47	OK
545	-3426,00	841,15	1947,59	3001,17	3607,71	0,22	0,48	0,69	OK
546	-3423,00	796,59	1994,13	3000,47	3606,88	0,20	0,49	0,69	OK
547	-3423,19	790,91	1991,14	3000,51	3606,93	0,20	0,49	0,69	OK
548	-3425,29	867,94	1958,61	3001,00	3607,51	0,23	0,48	0,71	OK
549	-1880,39	525,13	1140,17	2575,21	3119,01	0,15	0,30	0,45	OK
550	-1877,67	498,85	1182,40	2574,33	3117,99	0,14	0,31	0,45	OK
551	-1877,61	493,49	1183,33	2574,31	3117,97	0,14	0,31	0,45	OK
552	-1879,71	570,53	1150,80	2574,99	3118,75	0,16	0,30	0,47	OK
553	-2786,59	932,79	1550,13	2845,50	3423,43	0,26	0,39	0,65	OK
554	-2783,63	888,67	1596,14	2844,68	3422,55	0,25	0,40	0,65	OK
555	-2786,81	883,52	1546,75	2845,56	3423,50	0,25	0,39	0,63	OK
556	-2785,68	1097,65	1564,32	2845,25	3423,16	0,32	0,39	0,71	OK
557	-1474,80	663,65	856,18	2443,90	2967,29	0,21	0,23	0,43	OK
558	-1472,74	636,13	888,24	2443,19	2966,51	0,20	0,24	0,43	OK
559	-1475,16	630,84	850,72	2444,02	2967,42	0,20	0,22	0,42	OK
560	-1474,02	844,97	868,28	2443,63	2967,00	0,28	0,23	0,51	OK

As tensões e deformações nos níveis de cada armadura para a flexão composta reta nas direções X e Y, assim como as interpolações para obtenção dos momentos resistentes para os 560 casos de carregamentos se encontram nos Anexos.

Os resultados indicam que, para a armadura e dimensões dadas, a seção resiste aos esforços solicitantes. Os valores sublinhados representam os carregamentos que possuem um dos esforços máximos.

Também foi destacado o carregamento cujo valor da expressão aproximada da NBR 6118 foi máximo. Pode-se notar que a pior situação foi ocasionada por um trio de esforços que não possui nenhum máximo individual, explicitando a necessidade de se fazer a verificação de todas as hipóteses de carregamentos que têm probabilidade de ocorrer na estrutura.

As figuras 38 e 39 mostram as respectivas curvas de interação para as direções X e Y, onde são plotados todos os pares de esforços atuantes ($N \times M_x$ e $N \times M_y$) para a flexão composta reta.

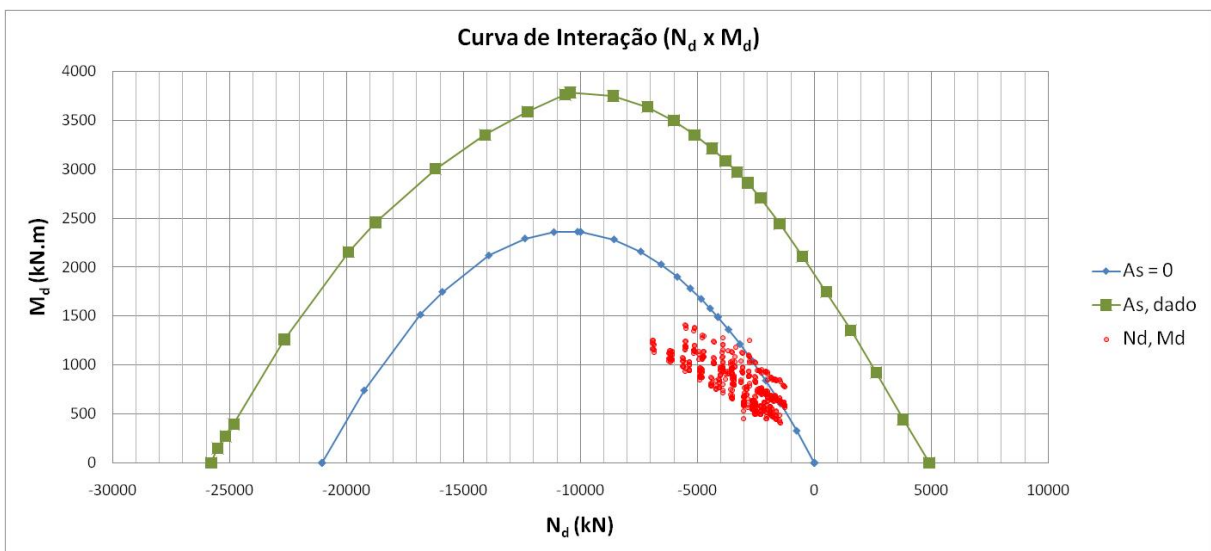


Figura 38: Exemplo Prático - Curva de interação na flexão composta reta – M_x .

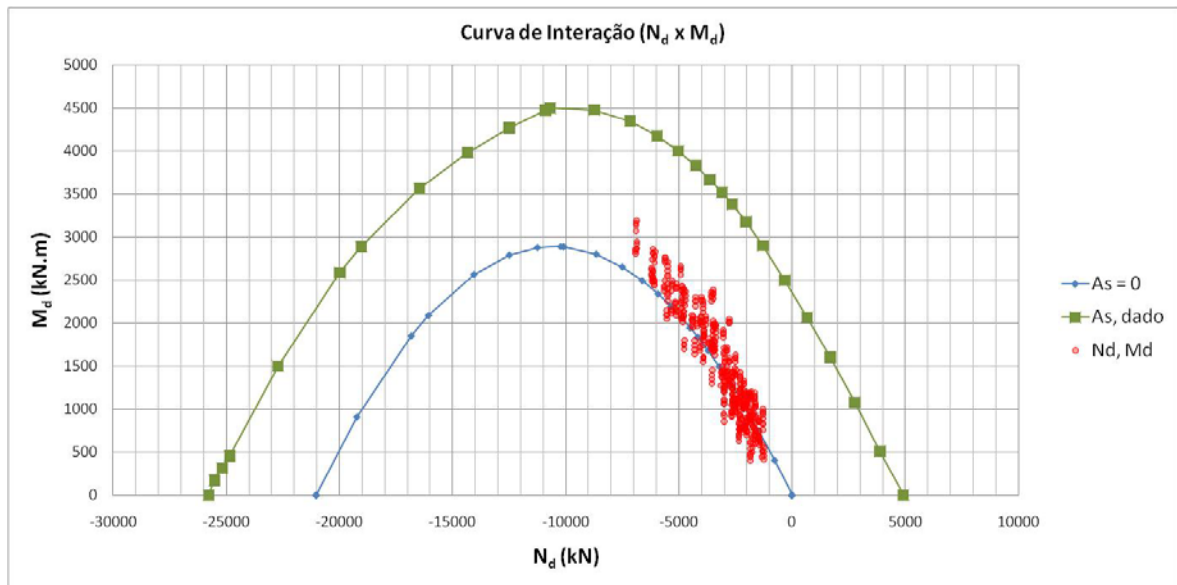


Figura 39: Exemplo Prático - Curva de interação na flexão composta reta – M_y .

Ao observar as curvas de interação nas duas direções, é possível ver que, para os esforços atuantes, os momentos M_y estão mais próximos da curva de segurança que os momentos M_x . Essa observação nos leva a considerar a possibilidade de otimizar a armadura para auxiliar a direção mais solicitada. Algumas soluções poderiam ser tomadas, tais como aumentar a altura da seção nessa direção para elevar os valores de momentos resistentes, ou mesmo testar outros arranjos de armaduras que favorecessem o equilíbrio dos momentos M_y , tentando assim diminuir a taxa de armadura e obter uma seção mais econômica.

5.6 COMPARAÇÃO COM DIMENSIONAMENTO PELOS ÁBACOS DE MONTOYA

Os ábacos adimensionais para dimensionamento de seções de concreto armado à flexão composta oblíqua são muito empregados e estão disponíveis na literatura para certa quantidade de arranjos de armaduras e geometria de seções. Para se proceder ao dimensionamento de uma dada seção são inicialmente calculados os parâmetros adimensionais mostrados a seguir. A partir desses parâmetros, entra-se no ábaco correspondente à seção em estudo e obtém-se a taxa geométrica de armadura.

Os ábacos de interação para dimensionamento na flexão composta oblíqua de Montoya são provavelmente os mais conhecidos. Esses ábacos adimensionais em forma de roseta foram calculados para aços com $f_{yk} = 420$ MPa e estão de acordo com as recomendações do CEB-FIP e da norma espanhola que utilizam alguns critérios diferentes dos adotados pela NBR 6118 (2003), tais como: $\gamma_c = 1,5$, $\sigma_c = 0,9 \times f_{cd}$ e $E_s = 200$ GPa.

Os parâmetros adimensionais são calculados como se segue:

$$\begin{aligned} \mu_a &= \frac{M_{ad}}{A_c \cdot a \cdot f_{cd}} & \mu_b &= \frac{M_{bd}}{A_c \cdot b \cdot f_{cd}} \\ \nu &= \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} & \omega &= \frac{A_{tot} \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} \end{aligned}$$

si $\mu_a > \mu_b$: $\mu_1 = \mu_a$, $\mu_2 = \mu_b$
si $\mu_a < \mu_b$: $\mu_1 = \mu_b$, $\mu_2 = \mu_a$

A figura 40 mostra o ábaco de Montoya com distribuição de armaduras iguais nas quatro faces, utilizado para o dimensionamento da seção.

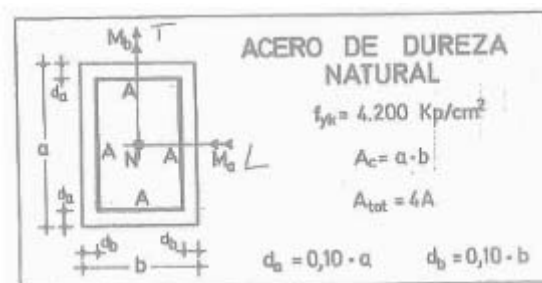
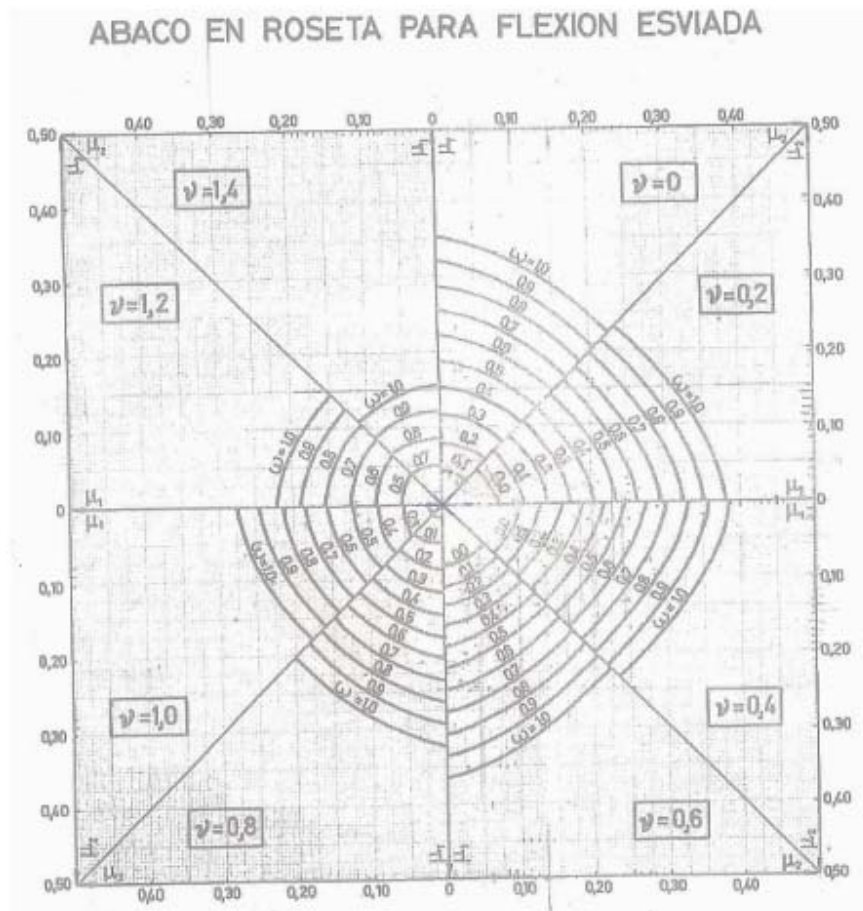


Figura 40: Ábaco de Montoya.

Foram escolhidos os carregamentos 4, 18 e 130 da Tabela 7, que são aqueles que possuem um dos esforços máximos, e o carregamento 132, que resultou no maior valor para a expressão aproximada da NBR 6118 (2003), para serem dimensionados através dos ábacos de Montoya para armaduras distribuídas igualmente nas quatro faces.

É apresentado a seguir o resultado do dimensionamento:

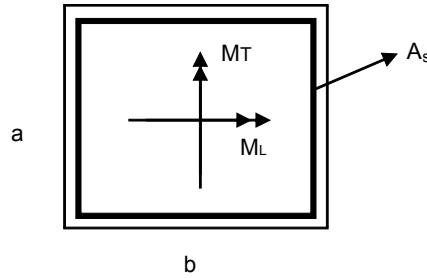
Seção 1 e 2 - 1,10 m x 0,90 m

$$f_{ck} \text{ (MPa)} = 35$$

$$f_{yk} \text{ (kN/cm}^2\text{)} = 50,0$$

$$f_{cd} \text{ (kN/m}^2\text{)} = 25000,0$$

$$f_{yd} \text{ (kN/cm}^2\text{)} = 43,478$$



$$a \text{ (m)} = 0,90$$

$$b \text{ (m)} = 1,10$$

$$A_c \text{ (m}^2\text{)} = 0,990$$

$$\mu_r = \frac{M_{rd}}{A_c \times b \times f_{cd}}$$

$$\mu_L = \frac{M_{Ld}}{A_c \times a \times f_{cd}}$$

$$v = \frac{N_d}{A_c \times f_{cd}}$$

$$A_s = \frac{\omega \times A_c \times f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$\mu_L = M_{Ld} / 22275,00$$

$$v = N_d / 24750,00$$

$$\mu_T = M_{Td} / 27225,00$$

$$A_s \text{ (cm}^2\text{)} = \omega \times 569,25$$

Nº carreg	N _d (kN)	M _{Ld} (kN.m)	M _{Td} (kN.m)	v	μ _L	μ _T	ω	A _s (cm ²)
4	5539,50	1412,40	2045,71	0,224	0,063	0,075	0,11	62,05
18	6916,00	1168,16	2805,34	0,279	0,052	0,103	0,15	86,53
130	6886,92	1164,09	3192,42	0,278	0,052	0,117	0,18	103,03
132	6889,47	1248,34	3158,48	0,278	0,056	0,116	0,20	114,99

Figura 41: Dimensionamento utilizando o ábaco de Montoya.

Pode-se observar que o dimensionamento pelos ábacos de Montoya leva a uma armadura bem próxima do valor usado na verificação pela formulação aproximada.

A comparação com a armadura utilizada no item 5.5 (113,04 cm²) não pode ser feita sem levar em consideração que o carregamento 132, dimensionante também por esse método, levou a um valor da expressão aproximada de 0,97. Para efetuar uma comparação, seria necessário proceder a uma verificação na planilha de tal forma que o valor da equação aproximada para o carregamento 132 fosse igual a 1. Só então poder-se ia avaliar a diferença entre as áreas de aço fornecidas pelos dois métodos.

Deve-se citar também a imprecisão na determinação dos valores de taxa geométrica obtidos por meio de interpolação.

5.7 COMPARAÇÃO COM DIMENSIONAMENTO PELO PROGRAMA OBLÍQUA

É apresentado a seguir o resultado da verificação da flexão composta oblíqua pelo método exato através do programa OBLÍQUA. Para comparação com esse método, a partir da planilha automática, foram gerados gráficos de interação M_{xd} x M_{yd} pela formulação aproximada da NBR 6118 (2003). A partir do diagrama de interação gerado pelo programa OBLÍQUA, alguns pontos foram obtidos e plotados juntamente com os gráficos de interação aproximado. Esse processo é mostrado a seguir para os quatro carregamentos analisados anteriormente.

1º - Carregamento 4

Para o carregamento 4, o resultado da verificação no programa OBLÍQUA é mostrado na Figura 42.

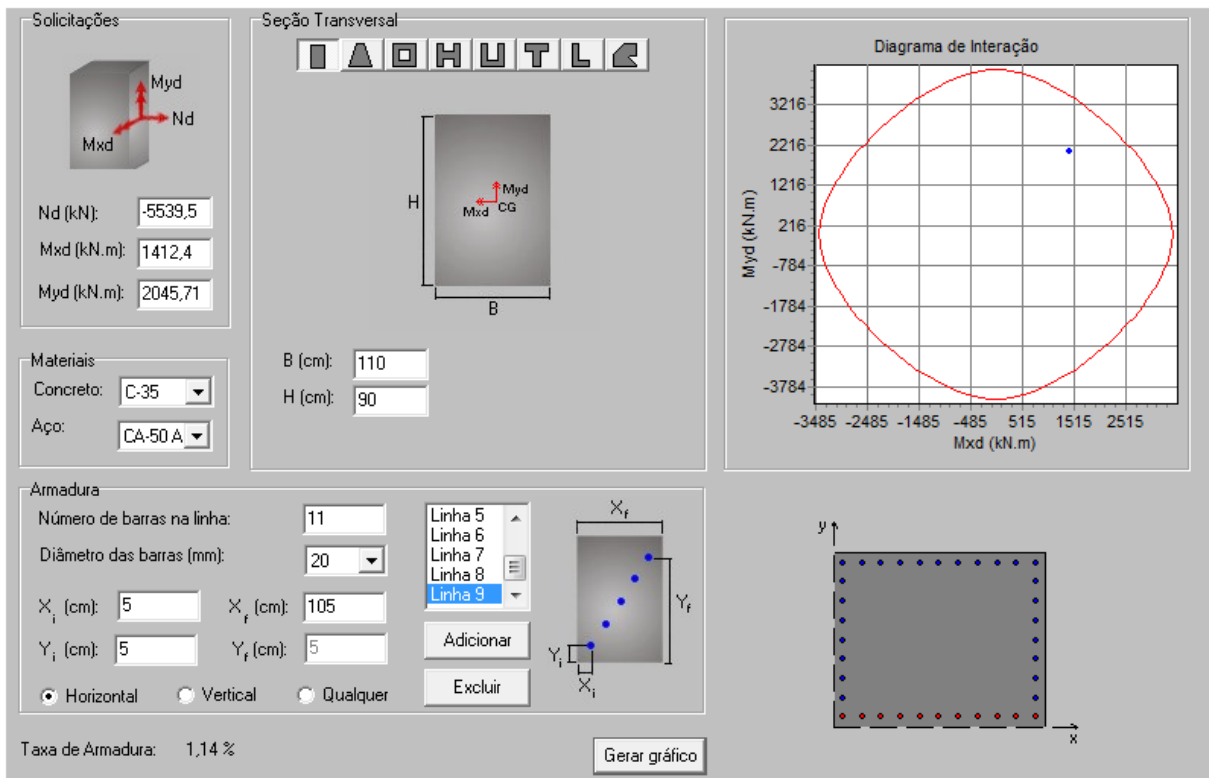


Figura 42: Verificação no programa OBLÍQUA – carregamento 4.

As curvas obtidas pela formulação aproximada da NBR 6118 (2003) são comparadas com as obtidas pelo método exato (OBLÍQUA) na Figura 43, para o carregamento 4.

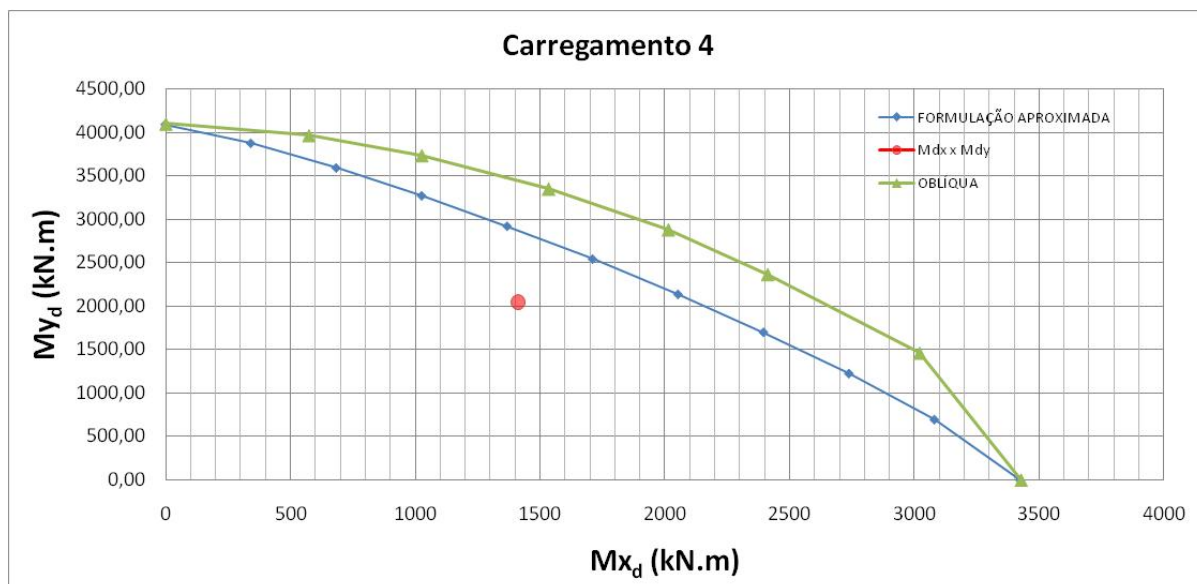


Figura 43: Comparação entre curvas de interação – carregamento 4.

2º - Carregamento 18

Para o carregamento 18, o resultado da verificação no programa OBLÍQUA é mostrado na Figura 44.

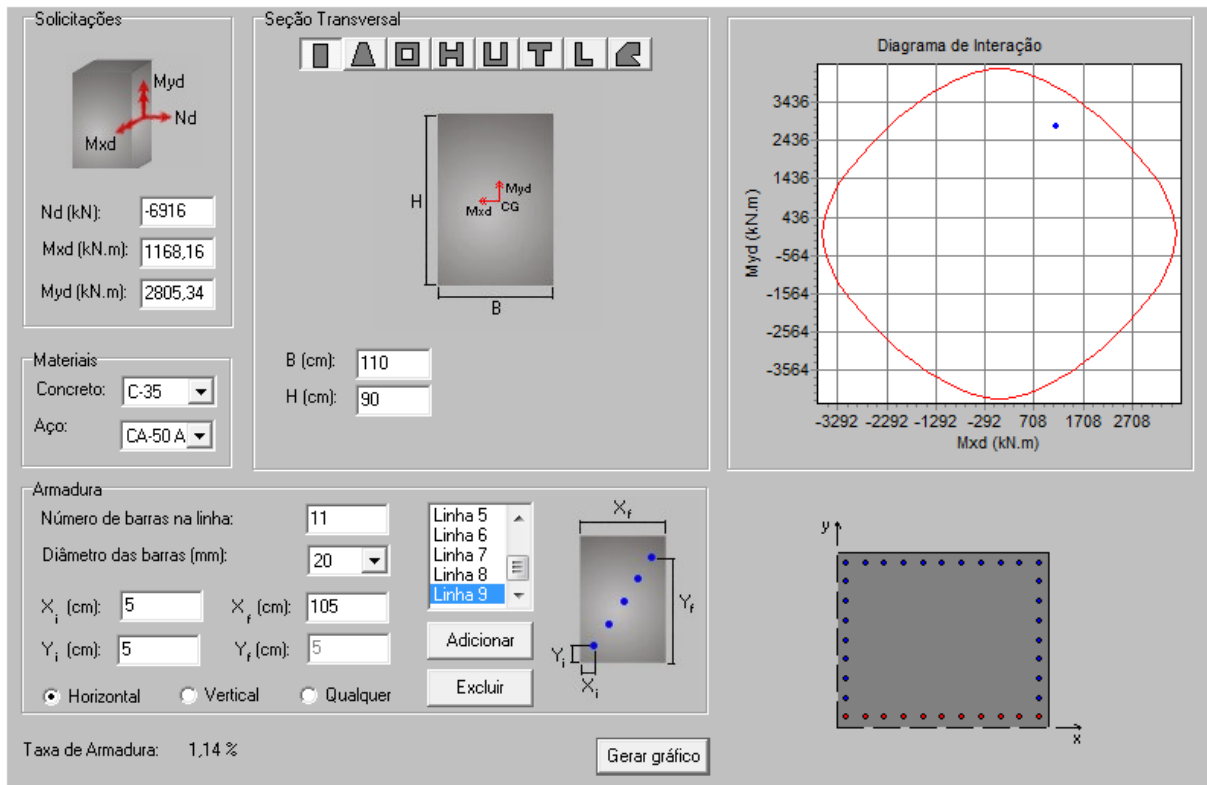


Figura 44: Verificação no programa OBLÍQUA – carregamento 18.

As curvas obtidas pela formulação aproximada da NBR 6118 (2003) são comparadas com as obtidas pelo método exato (OBLÍQUA) na Figura 45, para o carregamento 18.

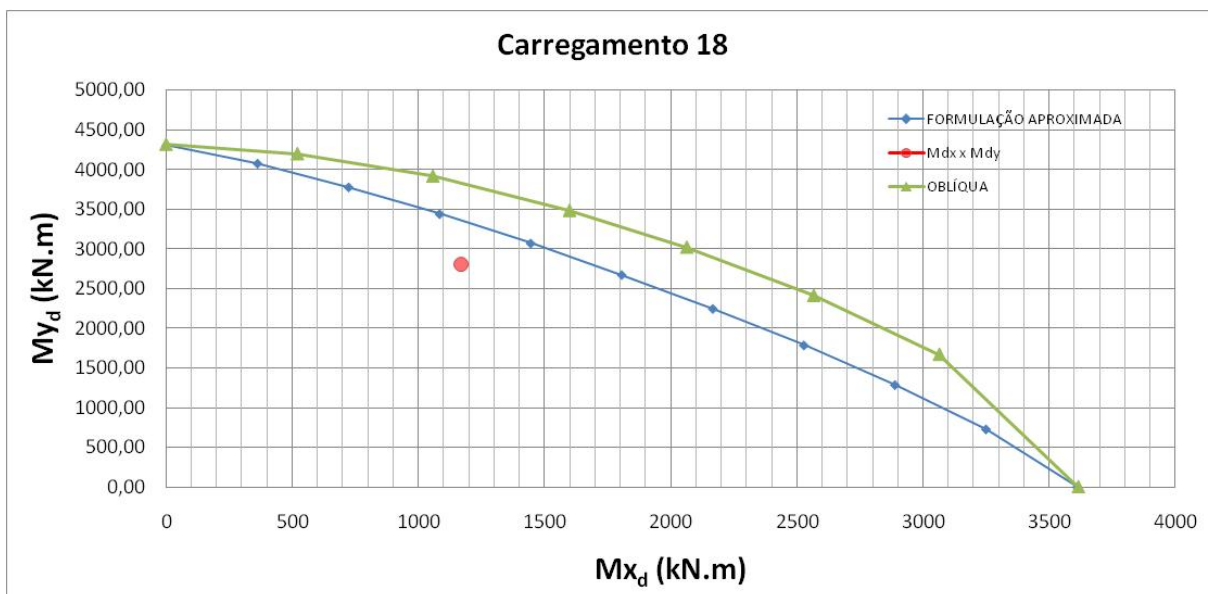


Figura 45: Comparação entre curvas de interação – carregamento 18.

3º - Carregamento 130

Para o carregamento 130, o resultado da verificação no programa OBLÍQUA é mostrado na Figura 46.

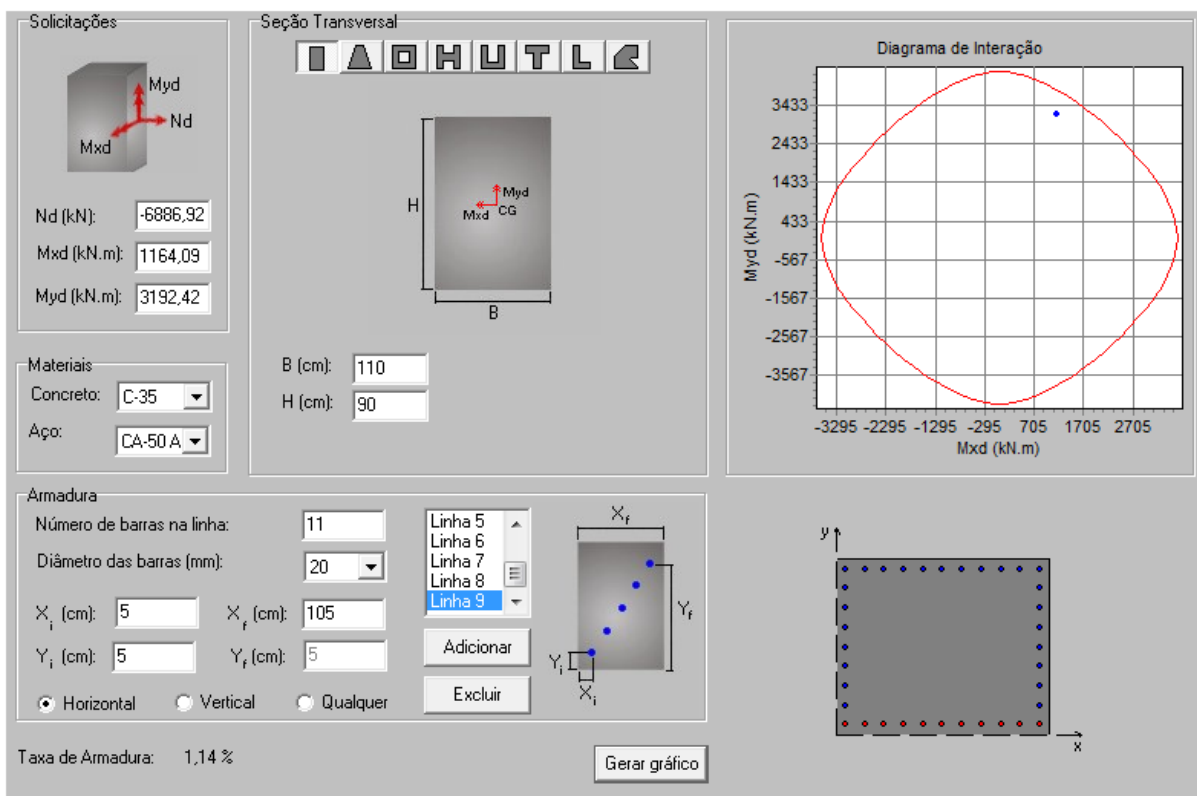


Figura 46: Verificação no programa OBLÍQUA – carregamento 130.

As curvas obtidas pela formulação aproximada da NBR 6118 (2003) são comparadas com as obtidas pelo método exato (OBLÍQUA) na Figura 47, para o carregamento 130.

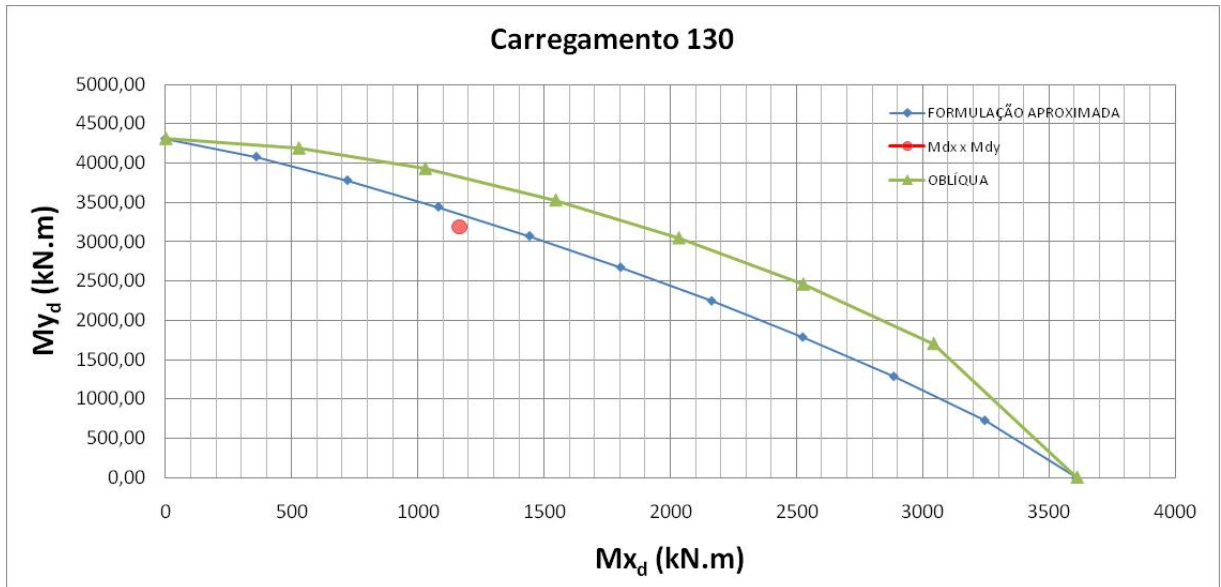


Figura 47: Comparação entre curvas de interação – carregamento 130.

4º - Carregamento 132

Para o carregamento 132, o resultado da verificação no programa OBLÍQUA é mostrado na Figura 48.

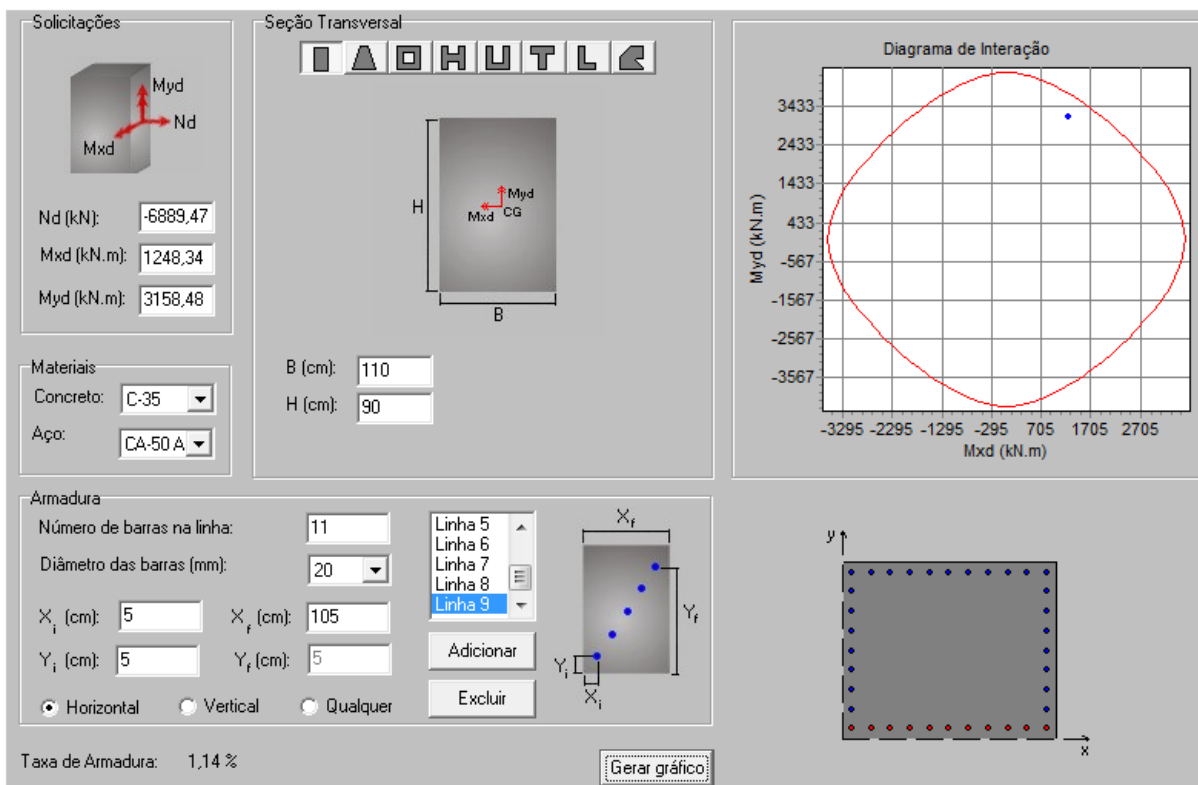


Figura 48: Verificação no programa OBLÍQUA – carregamento 132.

As curvas obtidas pela formulação aproximada da NBR 6118 (2003) são comparadas com as obtidas pelo método exato (OBLÍQUA) na Figura 49, para o carregamento 132.

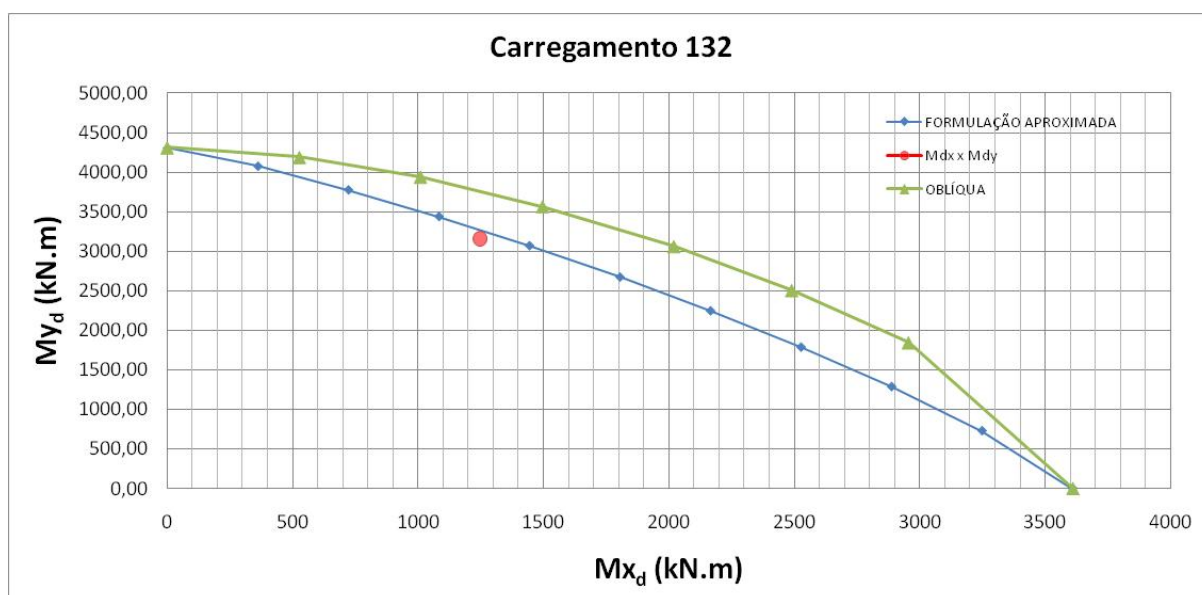


Figura 49: Comparação entre curvas de interação – carregamento 132.

Pode-se observar que para todos os quatro carregamentos analisados, a formulação aproximada apresentada pela NBR 6118 (2003) apresenta valores ligeiramente a favor da segurança.

A partir da planilha automática de verificação à flexão composta oblíqua foi obtida a superfície resistente aproximada para a seção $S1=S2$. A superfície é gerada através das curvas de interação aproximada obtidas para todos os valores de esforços normais compreendidos entre os limites máximo de tração e de compressão. A Figura 50 mostra a superfície resistente aproximada e os carregamentos 4, 18, 130 e 132, representados como pontos internos à superfície.

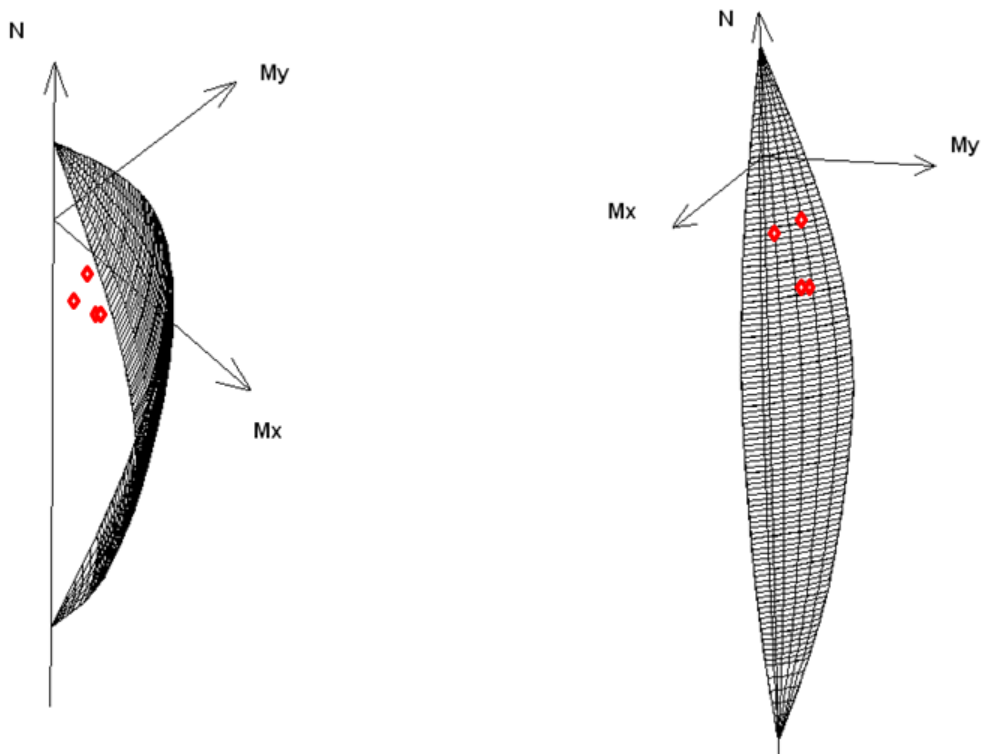


Figura 50: Superfície resistente aproximada na flexão composta oblíqua para seção $S1=S2$.

6 CONCLUSÕES

A resolução da flexão composta oblíqua pelo método exato é extremamente trabalhosa e grande parte dos programas que utilizam o método exato não foram desenvolvidos para resolver uma grande quantidade de carregamentos. Os métodos aproximados na Engenharia Civil surgiram como grande alternativa para os métodos analíticos devido à menor energia necessária para resolver um problema, desde que o método apresente bons resultados. É nesse contexto que a automatização da formulação aproximada se insere.

A partir do trabalho realizado, foi possível verificar uma quantidade de esforços com grande facilidade e rapidez. Além disso, a verificação em planilhas possibilita a análise de vários cenários distintos da suposição inicial, como a adoção de outro tipo de concreto para os pilares ou mesmo a verificação para diâmetros diferentes das armaduras longitudinais, com resultados imediatos.

O método também permite a identificação dos carregamentos críticos, possibilitando a análise pela formulação exata para um número de carregamentos muito menor que o inicial, o que otimiza a verificação. No presente trabalho, a identificação dos carregamentos críticos mostrou que um carregamento que não possui um valor de esforço máximo individual pode ser dimensionante, mostrando que uma prática de projeto apesar de largamente aplicada, pode levar a resultados contra a segurança. Para os casos de carregamentos analisados, a formulação aproximada se mostrou ligeiramente a favor da segurança quando comparada com o cálculo exato.

A planilha desenvolvida neste trabalho possibilita que sejam realizados estudos do comportamento da formulação aproximada em relação à formulação exata. Sendo assim, possibilita que sejam estudados e propostos outros valores do coeficiente α da formulação aproximada da NBR 6118 (2003) para diferentes seções e arranjo de armaduras.

Não se questionou nesse trabalho a validade e a exatidão da solução exata do problema, procurou-se apenas oferecer uma alternativa prática, para resolver uma grande quantidade de carregamentos, e assim, agilizar o processo de verificação, tão importante no dia-a-dia de qualquer empresa de cálculo estrutural.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] MONTOYA, P.J. – Hormigon Armado: abacos para el cálculo de secciones em el estado último de agotamiento. Barcelona. 1979
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro. 2003.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro. 2003.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro. 1980.
- [5] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 8953: Concreto para fins estruturais - Classificação por grupos de resistência - Classificação. Rio de Janeiro. 1992.
- [6] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 5738: Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto - Procedimento Rio de Janeiro. 1994.
- [7] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 5739: Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos - Método de ensaio. Rio de Janeiro. 1994.
- [8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 7222: Argamassa e concreto – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos – Método de ensaio. Rio de Janeiro. 1982.
- [9] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 12142: Concreto – Determinação da resistência à tração na flexão em corpos-de-prova prismáticos – Método de ensaio. Rio de Janeiro. 1991.
- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 8522: Concreto – Determinação do módulo de deformação estática e diagrama tensão-deformação – Método de ensaio. Rio de Janeiro. 1984.
- [11] SANTOS, S.H.C – Apostila de Concreto Armado III. Rio de Janeiro. 2009.
- [12] ÉBOLI, C.R – Apostila de vigas em Concreto Armado. Rio de Janeiro.
- [13] Programa NORMAL 1.0 – CESEC – UFPR. <http://www.cesec.ufpr.br/>
- [14] PFEIL, W. – Dimensionamento do concreto armado à flexão composta. Rio de Janeiro. 1976.

[15] Programa OBLÍQUA 1. 0 – CESEC – UFPR - <http://www.cesec.ufpr.br/>

[16] Almeida, S.M.F – Apostila de Pontes III, UFF. Rio de Janeiro. 2009.

[17] Programa SALT-UFRJ. Poli – UFRJ - <http://www.salt.poli.ufrj.br/>

ANEXOS

Anexo 1

Tensões e Deformações nas armaduras 3 a 20 – Exemplo 1

Anexo 2

Interpolações dos momentos resistentes – Exemplo 2

Anexo 3

Tensões e Deformações nas armaduras 3 a 20 – Mx – Exemplo 2

Anexo 4

Tensões e Deformações nas armaduras 3 a 20 – My – Exemplo 2

Anexo 5

Interpolações dos momentos resistentes – Exemplo Prático

Anexo 6

Tensões e Deformações nas armaduras 3 a 20 – Mx – Exemplo Prático

Anexo 7

Tensões e Deformações nas armaduras 3 a 20 – My – Exemplo Prático

