



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO NORTE
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

Edmilson Correia Rodrigues

**ANÁLISE NUMÉRICA DO EFEITO DE FATORES INFLUENTES DA
REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO NO DESEMPENHO DE
ESTRUTURAS DE CONCRETO**

**Natal
2014**

Edmilson Correia Rodrigues

**ANÁLISE NUMÉRICA DO EFEITO DE FATORES INFLUENTES DA
REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO NO DESEMPENHO DE
ESTRUTURAS DE CONCRETO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Edmilson Lira Madureira

Natal
2014

UFRN / Biblioteca Central Zila Mamede
Catalogação da Publicação na Fonte

Rodrigues, Edmilson Correia.

Análise numérica do efeito de fatores influentes da reação álcali-agregado no desempenho de estruturas de concreto. / Edmilson Correia Rodrigues. – Natal, RN, 2014.

123 f.; il.

Orientador: Prof. Dr. Edmilson Lira Madureira.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Centro de Tecnologia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

1. Concreto armado – Dissertação. 2. Estruturas – Dissertação. 3. Simulação numérica – Dissertação. 4. Reação álcali-agregado – Dissertação. I. Madureira, Edmilson Lira. II. Universidade Federal do Rio Grande do Norte. III. Título.

RN/UF/BCZM

CDU 624.012.45

EDMILSON CORREIA RODRIGUES

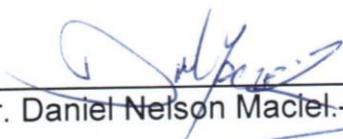
**ANÁLISE NUMÉRICA DO EFEITO DE FATORES INFLUENTES DA
REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO NO DESEMPENHO DE
ESTRUTURAS DE CONCRETO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação, em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

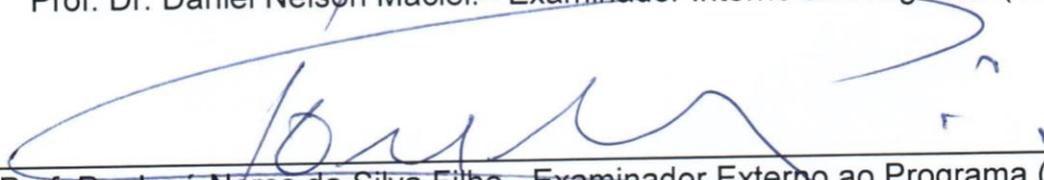
BANCA EXAMINADORA



Prof. Dr. Edmilson Lira Madureira – Orientador (UFRN)



Prof. Dr. Daniel Nelson Maciel – Examinador Interno ao Programa (UFRN)



Prof. Dr. José Neres da Silva Filho – Examinador Externo ao Programa (UFRN)



Prof. Dr. Kleber Cavalcanti Cabral – Examinador Externo à Instituição (UFERSA)

Natal, 07 de abril de 2014.

ANÁLISE NUMÉRICA DO EFEITO DE FATORES INFLUENTES DA REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO NO DESEMPENHO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

Edmilson Correia Rodrigues

Orientador: Prof. Dr. Edmilson Lira Madureira

RESUMO

O objetivo deste trabalho é a simulação numérica do desempenho Mecânico de membros de concreto afetados pela Reação Álcali-Agregado ou RAA, reportada por Stanton em 1940. A RAA despertou a atenção no âmbito da Engenharia Civil a partir da década de 80, quando foram relatadas consequências de seu efeito expansivo em estruturas de concreto, incluindo fissuração, ruína e perda de funcionalidade. Apesar da disponibilidade de resultados experimentais a formulação do problema ainda carece de aperfeiçoamento de modo que sua solução permanece duvidosa. A simulação numérica é recurso importante para a avaliação de danos em estruturas provocados pela reação, e suas recuperações. As tarefas de suporte desse trabalho foram realizadas mediante a aproximação por elementos finitos, sobre formulação ortotrópica não linear, e, modelo termodinâmico de deformações por RAA. Os resultados obtidos revelaram que o efeito expansivo da RAA induziu o declínio do desempenho mecânico do concreto diminuindo a margem de segurança prévia à ruína do material. Ficou evidente que a temperatura influencia, exclusivamente, a cinética da reação, de modo que a ruína foi tanto mais precoce quanto maior a temperatura da massa sólida do concreto.

Palavras-chave: Estruturas; Concreto armado; Simulação numérica; Reação álcali-agregado.

NUMERICAL ANALYSIS OF THE EFFECT OF INFLUENTIAL FACTORS OF ALKALI-AGGREGATE REACTION IN THE PERFORMANCE OF CONCRETE STRUCTURES

Edmilson Correia Rodrigues

Adviser: Prof. Dr. Edmilson Lira Madureira

ABSTRACT

The aim of this work is the numerical simulation of the mechanical performance of concrete affected by Alkali-Aggregate Reaction or RAA, reported by Stanton in 1940. The RAA has aroused attention in the context of Civil Engineering from the early 80, when they were reported consequences of his swelling effect in concrete structures, including cracking, failure and loss of serviceability. Despite the availability of experimental results the problem formulation still lacks refinement so that your solution remains doubtful. The numerical simulation is important resource for the assessment of damages in structures caused by the reaction, and their recoveries. The tasks of support of this work were performed by means of the finite element approach, about orthotropic non-linear formulation, and, thermodynamic model of deformation by RAA. The results obtained revealed that the swelling effect of RAA induced decline of the mechanical performance of concrete by decreasing the margin of safety prior to the material failure. They showed that the temperature influences, exclusively, the kinetics of the reaction, so that the failure was the more precocious the higher the temperature of the solid mass of concrete.

Keywords: Structures; Reinforced Concrete; Numerical Simulation; Alkali-Aggregate Reaction.

*Dedico este trabalho ao meu filho
Dylan dos Santos Rodrigues por
mudar a minha vida, mesmo antes
do seu nascimento.*

Agradecimentos

Primeiramente agradeço a Deus, por estar presente em todas as fases da minha vida.

Um especial agradecimento ao meu orientador, Prof. Dr. Edmilson Lira Madureira, pela cuidadosa orientação e dedicação ao longo do curso, e, principalmente no decorrer da pesquisa e da elaboração da dissertação.

A todos os professores do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da UFRN por todos os ensinamentos ao longo do curso.

Aos meus pais, irmãos e toda a família pelo apoio e dedicação durante toda essa caminhada na vida acadêmica.

Aos amigos que de forma direta ou indireta, me deram força e ajudaram a seguir em frente.

Aos colegas do curso que foram de grande ajuda durante as horas e horas de estudos.

Aos funcionários e bolsistas da Secretaria do PEC, em especial à Rafaella Xavier pela disponibilidade e dedicação.

À UFRN pela hospitalidade e pela oportunidade oferecida.

Ao Programa de Apoio a Planos de Reestruturação e Expansão das Universidades Federais – REUNI, pela bolsa de estudos concedida.

Sumário

Lista de Figuras	
Lista de Tabelas	
Siglas e abreviaturas	
CAPÍTULO 1	1
1. Introdução	1
1.1. Relevância	2
1.2. Justificativa.....	2
1.3. Objetivo geral	2
1.4. Objetivos específicos	3
CAPÍTULO 2	4
2. Revisão da literatura	4
2.1. Fundamentação teórica.....	4
2.1.1. O Processo da reação	4
2.1.2. Fatores Indispensáveis ao desenvolvimento da RAA.....	7
2.1.3. Fatores influentes na expansão do concreto pela RAA	9
2.1.4. Evolução da expansão com o tempo.....	11
2.1.5. Consequências da RAA.....	12
2.2. Modelagem numérica.....	12
2.2.1. Modelo Paramétrico de Léger.....	12
2.2.2. Modelo de Pappalardo.....	13
2.2.3. Modelo Pietruszczac.....	14
2.2.4. Modelo analítico de materiais heterogêneos	15
2.2.5. Modelo termodinâmico de materiais porosos reativos.....	16
2.2.6. Modelo termodinâmico do concreto danificado	16
2.2.7. Modelo de Capra e Bournazel	17
2.2.8. Modelo de Farage.....	19
2.2.9. Modelo de Capra e Sellier	20
CAPÍTULO 3	22
3. Modelagem numérica.....	22
3.1. Fundamentação teórica.....	22
3.2. Desempenho mecânico do concreto.....	23
3.3. Desempenho mecânico do aço.....	27
3.4. Deformações por RAA	28
3.5. Degradação do concreto por RAA	30
CAPÍTULO 4	32
4. Suporte computacional.....	32
4.1. Introdução	32
4.2. Apresentação do código computacional.....	32
4.2.1. Estruturação	33
4.2.2. Início do programa.....	34
4.2.3. Segunda etapa (sub-módulo I)	35

4.2.4. Terceira etapa (sub-módulo II).....	38
4.2.5. Quarta etapa (sub-módulo III).....	41
4.2.6. Etapa final.....	42
4.2.7. Considerações complementares	43
4.3. Validação do código computacional.....	43
CAPÍTULO 5	50
5. Modelos analisados	50
5.1. Introdução	50
5.2. Pilar solicitado à compressão simples.....	51
5.3. Pilar parede.....	52
5.4. Viga biapoiada	54
CAPÍTULO 6	57
6. Simulação numérica.....	57
6.1. Introdução	57
6.2. Pilar solicitado à compressão simples.....	58
6.2.1. Resultados obtidos	58
6.2.2. Discussão dos resultados.....	65
6.3. Pilar parede.....	67
6.3.1. Resultados obtidos	67
6.3.2. Discussão dos resultados.....	76
6.4. Viga biapoiada	78
6.4.1. Resultados obtidos	78
6.4.2. Discussão dos resultados.....	86
CAPÍTULO 7	88
7. Conclusões e sugestões	88
7.1. Conclusões	88
7.2. Sugestões para trabalhos futuros	89
Referências Bibliográficas	91
ANEXO 1.....	95

Lista de figuras

Figura 2.1. – Preenchimento de fissuras pelo gel, desde o agregado até à pasta	5
Figura 2.2. – Fases da evolução das deformações por RAA	6
Figura 2.3. – Fases da expansão do gel: (a) Livre; (b) confinada	7
Figura 2.4. – Expansão com o teor de álcalis.....	8
Figura 2.5. – Efeito de tensões confinantes: (a) Condições de contorno; (b) Expansão livre; (c) Carga uniaxial de 5 MPa.....	10
Figura 2.6. – Dormente de concreto protendido	10
Figura 2.7. – Degradação das propriedades físicas do concreto: (a) Módulo de deformação; (b) Resistência à compressão	15
Figura 2.8. – Correlação entre produto da RAA e expansão.....	16
Figura 2.9. – Parâmetros referentes ao fator de intensidade de tensões	18
Figura 2.10. – Padrão típico de Imagem da fissuração inicial	19
Figura 2.11. – Modelo Analógico Elástico	19
Figura 3.1. – Curva tensão deformação do concreto	24
Figura 3.2. – Envoltória de ruptura do concreto para estado biaxial de tensões	26
Figura 3.3. – Elementos finitos: (a) Lineares L3; (b) Planos Q8.....	28
Figura 3.4. – Esquema gráfico para definição dos parâmetros “ ϵ_0 ” e “ A_0 ”	29
Figura 4.1. – Organograma geral do programa	34
Figura 4.2. – Diagramas: (a) Carga–deslocamento; (b) Tensão-deformação	39
Figura 4.3. – Elemento engastado e livre	44
Figura 4.4. – Domínio do problema e malha de elementos finitos.....	45
Figura 4.5. – Diagramas deslocamento x tempo	46
Figura 4.6. – Campo de deslocamentos na direção “x” para 8000 dias, para o caso A	47
Figura 4.7. – Diagramas tensão x tempo	47
Figura 4.8. – Campo de tensões na direção “x” aos 8000 dias para o caso A	48
Figura 5.1. – Domínio do problema e malha de elementos finitos.....	51
Figura 5.2. – Domínio do problema e malha de elementos finitos.....	53
Figura 5.3. – Domínio do problema e malha de elementos finitos.....	55
Figura 6.1. – Deslocamentos na direção “x” imediatos ao carregamento para o caso “1”	58
Figura 6.2. – Tensões na direção “x” imediatas ao carregamento para o caso “1” ...	58
Figura 6.3. – Deslocamentos na direção “x” devidas à RAA.....	59
Figura 6.4. – Deslocamentos na direção “x” por RAA aos 8000 dias de idade para o caso “1”	61
Figura 6.5. – Início dos deslocamentos na direção “x” devidas à RAA	61
Figura 6.6. – Tensões no concreto na direção “x” devidas à RAA	62
Figura 6.7. – Tensões na direção “x” imediatas ao carregamento para o caso 7.....	62
Figura 6.8. – Tensões na direção “x” aos 8000 dias com a RAA para o caso 7.....	63
Figura 6.9. – Tensões na armadura na direção “x” devidas à RAA.....	63
Figura 6.10. – Tensão normalizada com a RAA.....	64

Figura 6.11. – Tensões na direção "y" imediatas ao carregamento para o caso 6....	65
Figura 6.12. – Tensões na direção "y" aos 8000 dias com a RAA para o caso 6.....	65
Figura 6.13. – Deslocamentos na direção "x" imediatos ao carregamento para o caso "1".....	68
Figura 6.14. – Tensões na direção "x" imediatas ao carregamento para o caso "1" .	68
Figura 6.15. – Deslocamentos na direção "x" devidas à RAA.....	69
Figura 6.16. – Deslocamentos na direção "x" por RAA aos 8000 dias de idade para o caso "1"	70
Figura 6.17. – Início dos deslocamentos na direção "x" devidas à RAA	70
Figura 6.18. – Tensões no concreto na direção "x" devidas à RAA	71
Figura 6.19. – Tensões na direção "x" imediatas ao carregamento para o caso 7....	71
Figura 6.20. – Tensões na direção "x" aos 8000 dias com a RAA para o caso 7.....	72
Figura 6.21. – Tensões na armadura na direção "x" devidas à RAA.....	72
Figura 6.22. – Tensão de Compressão Normalizada com a RAA	74
Figura 6.23. – Tensões na direção "y" aos 8000 dias com a RAA para o caso 3.....	74
Figura 6.24. – Tensões na direção "y" imediatas ao carregamento para o caso 3....	75
Figura 6.25. – Tensão de Tração Normalizada com a RAA	75
Figura 6.26. – Deslocamento imediato ao carregamento para o caso "2"	78
Figura 6.27. – Tensões na direção "x" imediatas ao carregamento para o caso "2" .	79
Figura 6.28. – Deslocamentos na direção "x" devidas à RAA.....	81
Figura 6.29. – Deslocamento por RAA aos 8000 dias de idade para o caso "2".....	81
Figura 6.30. – Início dos deslocamentos na direção "x" devidas à RAA	82
Figura 6.31. – Tensões no concreto na direção "x" devidas à RAA	83
Figura 6.32. – Tensões na direção "x" imediatas ao carregamento para o caso 6....	83
Figura 6.33. – Tensões na direção "x" aos 8000 dias com a RAA para o caso 6.....	84
Figura 6.34. – Tensões na armadura na direção "x" devidas à RAA.....	84
Figura 6.35. – Tensão normalizada com a RAA.....	85
Figura 6.36. – Tensões na direção "y" imediatas ao carregamento para o caso 6....	86
Figura 6.37. – Tensões na direção "y" aos 8000 dias com a RAA para o caso 6.....	86

Lista de tabelas

Tabela 4.1. – Casos de análise	46
Tabela 4.2. – Deslocamento ao longo do tempo para o caso "A"	48
Tabela 4.3. – Deslocamento ao longo do tempo para o caso "B"	49
Tabela 4.4. – Deslocamento ao longo do tempo para o caso "C"	49
Tabela 5.1. – Modelos estudados	52
Tabela 5.2. – Modelos estudados	54
Tabela 5.3. – Modelos estudados	56
Tabela 6.1. – Resumo de deslocamentos e tensões para todos os casos de análise	60
Tabela 6.2. – Resumo de deslocamentos e tensões para todos os casos de análise	73
Tabela 6.3. – Resumo de deslocamentos e tensões para todos os casos de análise	80

Siglas e abreviaturas

- A – Área da seção transversal de um elemento unidimensional
- a – Semi-comprimento da fissura
- A_2 – Fator de velocidade da reação álcali-agregado; – tempo de estabilização do processo expansivo
- A_3 – Fator de intensidade da degradação do módulo de deformação pela RAA
- A_4 – Fator de intensidade da degradação da resistência à compressão pela RAA
- A_c – Área da seção bruta de concreto
- A_E – Fator de intensidade da degradação do módulo de deformação pela RAA
- A_F – Fator de intensidade da degradação da resistência à compressão pela RAA
- A_o – Teor de álcalis referente ao início da deformação da matriz de concreto por RAA
- A_s – Área da seção transversal de armadura de aço
- b – Dimensão do elemento plano
- B – Matriz deformação-deslocamento
- c – Cosseno do ângulo entre a direção do eixo coordenado “x” e a normal ao plano principal
- C_i – Deslocamento calculado
- D – Matriz constitutiva
- d – Parâmetro escalar de degradação por RAA
- D_{12} – Matriz constitutiva referente às direções dos planos principais
- d_i^{peak} – Valor do parâmetro escalar referente ao pico da curva tensão-deformação na direção “m”
- D_m – Deslocamento por RAA na direção “m”
- D_m^{max} – Deslocamento máximo por RAA na direção “m”
- dP – Incremento de carga
- du – Vetor incremento de deslocamento
- du_i – Incremento de deslocamento de ordem “i”
- du_p – Vetor deslocamento preditor
- $d\varepsilon$ – Incremento de deformação
- $d\varepsilon_i$ – Incremento de deformação de ordem “i”

- $d\sigma$ – Incremento de tensão
 E – Módulo de deformação do material do elemento unidimensional
 E_a – Energia de ativação
 E_c – Módulo de deformação do concreto na origem
 E_{ci} – Módulo de deformação do concreto na direção “i”
 E_i – Módulo de deformação na direção “i”
 E_o – Módulo de deformação do material não-afetado pela RAA
 E_s – Módulo de deformação do aço
 E_μ – Módulo de deformação elástica
 $F(H)$ – Função da influência da umidade na reação álcali-agregado
 f^B – Força gravitacional por unidade de volume
 f_c – Resistência à compressão do concreto deteriorado pela RAA
 f_c' – Resistência à compressão do concreto em carregamento uniaxial
 f_{ci} – Tensão no concreto na direção “i”
 F_{Cm} – Fator ponderado referente às tensões confinantes na direção “m”
 f_{cm} – Resistência à compressão média
 f_{co} – Resistência à compressão do concreto não-afetado pela RAA
 $f_{ct,m}$ – Resistência à tração média do concreto
 f_{eq} – Resistência à tração equivalente no estado plano de tensões
 F_{Mm} – Fator ponderado referente ao teor de umidade na direção “m”
 F_{Rm} – Fator ponderado referente ao teor dos componentes reativos na direção “m”
 f_t – Resistência à tração
 F_{Tm} – Fator ponderado referente à temperatura na direção “m”
 f_{tm} – Resistência à tração média
 G – Módulo de deformação transversal
 $G(\sigma)$ – Formulação da influência das tensões confinantes na reação álcali-agregado
 G_{12} – Módulo de deformação transversal referente às direções dos planos principais
 g_2 – Andamento da RAA com o tempo
 g_c – Fator de influência devido às tensões confinantes
 G_f – Energia de fraturamento por unidade de área
 G_{fo} – Valor básico da energia de fraturamento
 g_T – Fator de influência devido à temperatura
 g_u – Fator de influência devido ao teor de umidade
 h – Altura da seção transversal

- H_B – Teor de umidade
 H – Vetor das funções de interpolação
 h_i – Função de interpolação referente a um ponto nodal de um elemento
 $h_{i,x}$ – Derivada em relação à variável “x” da função de forma do ponto nodal “i” de um elemento
 $h_{i,y}$ – Derivada em relação à variável “y” da função de forma do ponto nodal “i” de um elemento
 J – Matriz Jacobiana
 K – Matriz de rigidez
 $K(T)$ – Constante cinética associada à lei de Arrhenius
 K_c – Rigidez à sollicitação axial de elemento de concreto
 K_e – Coeficiente de proporcionalidade para a condição elástica
 K_i – Coeficiente de ponderação adotado
 K^i – Contribuição de um elemento “i” para a matriz de rigidez global
 K_I – Fator de intensidade de tensões
 K_p – Coeficiente de proporcionalidade para a condição plástica
 K_s – Rigidez à sollicitação axial de armadura de aço
 L – Comprimento de um elemento unidimensional
 l_c – Comprimento interno ao elemento
 M_i – Deslocamento medido
 m_r – Expoente de Weibull
 P_{abs} – Capacidade volumétrica dos poros
 P_{fRAAi} – Probabilidade de ocorrência de fissuração por RAA na direção “i”
 P_o – Porosidade inicial
 P_t – Quantidade total de material produzido na RAA
 r – Coordenada de um ponto no sistema local de coordenadas
 R – Número de Avogadro
 R_B – Carga nodal consistente referente ao peso próprio
 s – Coordenada de um ponto no sistema local de coordenadas
 s – Seno do ângulo entre a direção do eixo coordenado “x” e a normal ao plano principal, para a equação 4.11
 t – Instante de tempo
 T – Temperatura
 T_e – Matriz de transformação

- t_n – Instante de tempo discreto de ordem “n”
 t_0 – Idade do carregamento de um elemento de concreto
 T_v – Tempo de retardamento
 u_i – Deslocamento na direção “x” de um ponto nodal “i” de um elemento
 v_i – Deslocamento na direção “y” de um ponto nodal “i” de um elemento
 V_{po} – Volume de poros interconectados
 $V_{\varepsilon RAA}$ – Volume de fissuras ocupado pelo gel
 W_{ca} – Trabalho de expansão por RAA para um elemento de concreto armado
 W_{cs} – Trabalho de expansão por RAA para um elemento de concreto simples
 x – Coordenada de um ponto no interior de um elemento na direção “x” referente ao sistema global de coordenadas
 x_i – Coordenada de um ponto nodal “i” de um elemento na direção “x” no sistema global de coordenadas
 y – Coordenada de um ponto no interior de um elemento na direção “y” referente ao sistema global de coordenadas
 y_i – Coordenada de um ponto nodal “i” de um elemento na direção “y” no sistema global de coordenadas
 β_{Cm} – Fator de ajuste em cada iteração referente às tensões confinantes na direção “m”
 β_{Mm} – Fator de ajuste em cada iteração referente ao teor de umidade na direção “m”
 β_{Rm} – Fator de ajuste em cada iteração referente ao teor dos componentes reativos na direção “m”
 β_{Tm} – Fator de ajuste em cada iteração referente à temperatura na direção “m”
 δ_{RAA} – Deslocamento associado à deformação por RAA
 ΔP_e – Carga nodal consistente referente às deformações reológicas
 $\Delta \varepsilon_{reol}$ – Deformação reológica
 $\Delta \varepsilon^{ep}$ – Parcela elastoplástica da deformação reológica
 ε – Deformação total
 ε'_o – Deformação limite em compressão do concreto
 ε_1 – Vetor das deformações referente às direções principais
 ε_{ch} – Deformação química
 ε_{co} – Deformação correspondente à tensão de pico em compressão na direção “i” em estado plano de tensões
 ε_{cr} – Deformação pós-fissuração

- ϵ – é uma constante
 ϵ^{ep} – Parcela elastoplástica da deformação reológica
 ϵ_g – Deformação por RAA confinada
 ϵ_{ip} – Deformação correspondente à tensão de pico em compressão “i” em estado uniaxial de tensões
 ϵ_i^{pl} – Deformação não-elástica
 ϵ_o – Deformação imediata ao carregamento
 ϵ_o – Deformação última em tração para a equação 3.3
 ϵ_o – Valor deduzido da deformação por RAA para considerar a defasagem entre o início da reação química e o início da deformação da matriz de concreto, para a equação 3.13
 ϵ_p – Deformação correspondente à tensão de pico em estado uniaxial de tensões
 ϵ_{RAA} – Deformação por RAA
 ϵ_{reol} – Deformação reológica
 ϵ_u – Deformação por RAA não-confinada
 ϵ_{xy} – Vetor das deformações segundo as direções “x” e “y”
 θ – Ângulo entre a direção da fissura e o plano principal
 λ – Fator escalar de transferência de tensão cisalhante na interface de uma fissura
 ν – Coeficiente de Poisson
 ν_{ij} – Coeficiente de Poisson para as deformações na direção “i” devidas a tensões na direção “j”
 ν_o – Coeficiente de Poisson referente à condição descarregada
 σ – Tensão normal
 σ_1 – Tensão principal maior
 σ_2 – Tensão principal menor
 σ_{app} – Tensão aparente
 σ_{cu} – Tensão de pico para carregamento uniaxial
 σ_{eff} – Tensão efetiva
 σ_{gi} – Tensão sobre a matriz não-fissurada do concreto
 σ_I – Tensão principal
 σ_i – Tensão principal na direção “i”
 σ_{ip} – Tensão de pico em compressão na direção “i” em estado plano de tensões
 σ_i^{UC} – Coesão de Weibull em compressão

σ_i^{ur} – Coeficiente de Weibull

σ_i^{ut} – Coesão de Weibull em tração

σ_L – Tensão abaixo da qual a expansão por RAA é livre

σ_{max} – Tensão a partir da qual a deformação por RAA é nula

σ_p – Tensão de pico em estado uniaxial de tensões

σ_{pt} – Resistência à tração do concreto

σ_t – Resistência à tração do concreto

σ_μ – Tensão de origem elástica

$\Psi(\tau)$ – Razão entre a tensão solicitante e o módulo de deformação no instante

τ – Constante envolvendo o tensor de características elásticas

t – Instante de tempo

CAPÍTULO 1

1. Introdução

A natureza quimicamente inerte dos agregados derivados de pedras naturais foi questionada por Stanton (1940) que reportou a reação química entre alguns de seus constituintes mineralógicos e os álcalis do cimento “Portland”. A transformação química envolvida ficou denominada Reação Álcali-Agregado, ou, RAA.

Em meados da década de oitenta, foram constatados danos em estruturas de concreto, então atribuídos ao efeito expansivo do gel Álcali Silicato, produto da RAA. A preocupação com as consequências do fenômeno motivou o início de investigações científicas mais criteriosas. O problema assumiu grande relevância de modo que, o volume e a diversificação de pesquisas científicas sobre o assunto têm sido ampliados, progressivamente, induzindo à crescente descoberta de novos casos.

Atualmente já existem relatos de ocorrência de RAA em pelo menos 50 países. Acredita-se inclusive na existência de danos característicos da RAA em estruturas de concreto, erroneamente atribuídos a outras causas.

Existem vários centros de pesquisa, envolvidos na investigação científica da RAA. Os principais estão localizados no Canadá, França, Reino Unido, Alemanha e Estados Unidos da América.

No Brasil, os primeiros registros de estruturas afetadas pela ação dos produtos da RAA datam de 1946 (SILVEIRA, 1997). Atualmente, existem registros de evidências de danos por RAA em dezenas de barragens e blocos de coroamento de fundações de pontes de concreto armado, inclusive na região Nordeste. Uma das barragens é a de Moxotó da CHESF, concluída em 1977.

O volume de registros acerca de obras comprovadamente afetadas por RAA no Estado de Pernambuco é significativo, incluindo-se a barragem de Tapacurá e dezenas de fundações de pontes e edifícios na região metropolitana do Recife.

A incidência desses últimos casos constatados pode ser atribuída à utilização de uma grande jazida localizada nas proximidades de falha geológica, como fonte de extração de material destinado à usinagem dos agregados para o concreto. Sabe-se que os minerais de quartzo em regiões submetidas a movimentos tectônicos apresentam seus cristais com arranjo geométrico deformado os quais constituem uma das variedades responsáveis pelas taxas de expansão mais lentas que podem perdurar por muitos anos.

É de se imaginar que, este número seja bem maior quando se considera que outras ocorrências podem não ter sido ainda detectadas em virtude de limitações de ordem técnica.

1.1. Relevância

O tema assume relevância na medida em que nas últimas três décadas foi descoberto grande volume de casos envolvendo a Reação Álcali-Agregado, em escala crescente, motivando a ampliação e diversificação das investigações, que culminaram, inclusive, na formulação de procedimentos normativos.

1.2. Justificativa

A simulação numérica do efeito expansivo da Reação Álcali-Agregado justifica-se pela sua aplicabilidade à previsão de danos, à especificação dos reparos voltados para a restauração da estrutura deteriorada e a decisão quanto ao período oportuno para realizar os serviços correlatos. Constitui, inclusive, recurso adequado para respaldar modificações normativas direcionadas a projetos estruturais.

1.3. Objetivo geral

O objetivo geral deste trabalho é a análise através de modelagem numérica do desempenho de elementos estruturais de concreto armado afetados pela Reação Álcali-Agregado, com ênfase na avaliação da importância dos diversos fatores que influenciam a reação.

1.4. Objetivos específicos

Será avaliada a influência do efeito da temperatura, das armaduras e das tensões normais de compressão, na contenção ou intensificação dos deslocamentos por RAA, em pilares, pilares-parede e vigas de concreto armado, considerando-se suas consequências na redistribuição de tensões e na perda de desempenho mecânico da massa de concreto devido ao efeito deletério da reação.

CAPÍTULO 2

2. Revisão da literatura

2.1. Fundamentação teórica

A Reação Álcali-Agregado ou RAA representa a transformação química envolvendo os álcalis liberados na reação de hidratação do cimento “Portland” e componentes reativos da constituição mineralógica dos agregados do concreto.

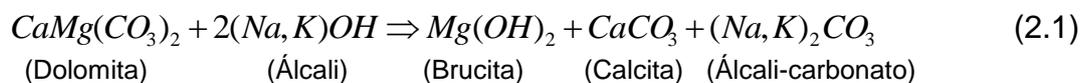
A RAA foi reportada por Stanton (1940), assumindo relevância a partir da década de 80 quando foram relatados danos em estruturas provocados pelo gel álcali silicato produzido na reação. O tema assumiu vultosa importância e, o volume e diversificação das investigações têm sido ampliados progressivamente, induzindo assim à crescente descoberta de novos casos.

2.1.1. O Processo da reação

Podem ser identificados dois tipos de RAA: A Reação Álcali-Carbonato – RAC; e a Reação Álcali-Silicato – RAS. Ambas envolvem a combinação entre os minerais reativos dos agregados e um fluido do interior da massa do concreto (FOURNIER e BÉRUBÉ, 2000), cada uma com a descrição apresentada a seguir.

Reação álcali-carbonato

Neste tipo de RAA o mineral reativo é a “dolomita argilácea”. O desenvolvimento da reação química, denominada “dedolomitização”, pode ser representado a partir da forma:



Nesse tipo de reação a expansão do concreto ocorre devido, principalmente ao aumento de volume das partículas do agregado. Esta decorre da expansão

causada pela infiltração das moléculas de água e íons álcali na matriz calcita-argila que envolve os cristais da dolomita (Figura 2.1). A expansão também pode se dar devido a absorção das camadas de íons álcali e moléculas d'água na superfície dos minerais dispersos em torno dos grãos de dolomita e ao crescimento e rearranjo dos produtos da “dedolomitização” (FOURNIER e BÉRUBÉ, 2000).

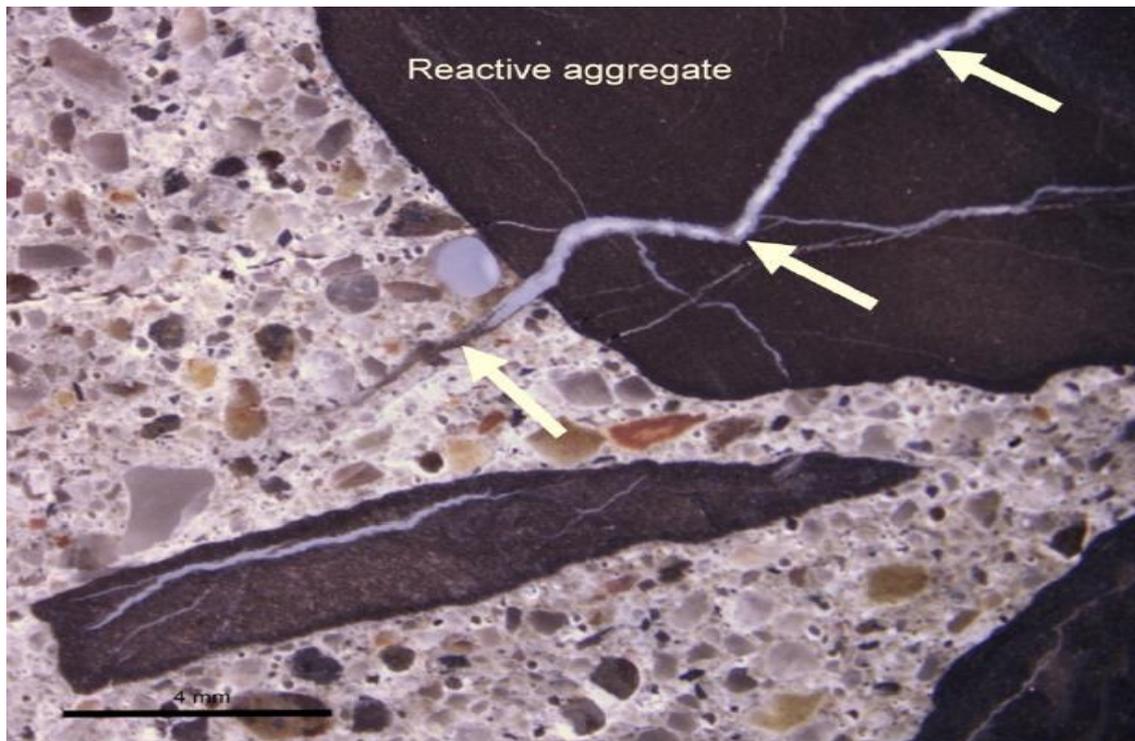
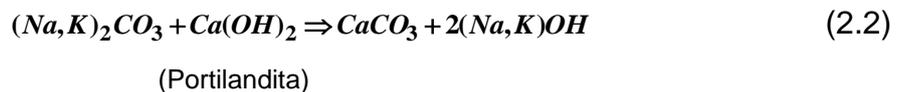


Figura 2.1. – Preenchimento de fissuras pelo gel, desde o agregado até à pasta

Fonte: BEYENE *et al.*, (2013)

A “dedolomitização”, é auto fomentada face à consecutiva reação entre os álcalis carbonatos $(Na,K)_2CO_3$ e a “Portilandita”, regenerando os íons $(Na,K)OH$, conforme a equação:



Reação álcali-silicato

Este tipo de RAA é o mais frequente, principalmente no Brasil. Os minerais reativos podem ser a sílica, ou o quartzo (SILVEIRA, 1997).

Essa reação ocorre em três fases (Figura 2.2). Na primeira, denominada **fase de iniciação**, os hidróxidos de álcalis reagem com os minerais reativos dos

agregados, destruindo a sua estrutura cristalina e resultando num produto viscoso denominado “gel álcali-silicato” (FOURNIER e BÉRUBÉ, 2000). A reação ocorre segundo as equações químicas:

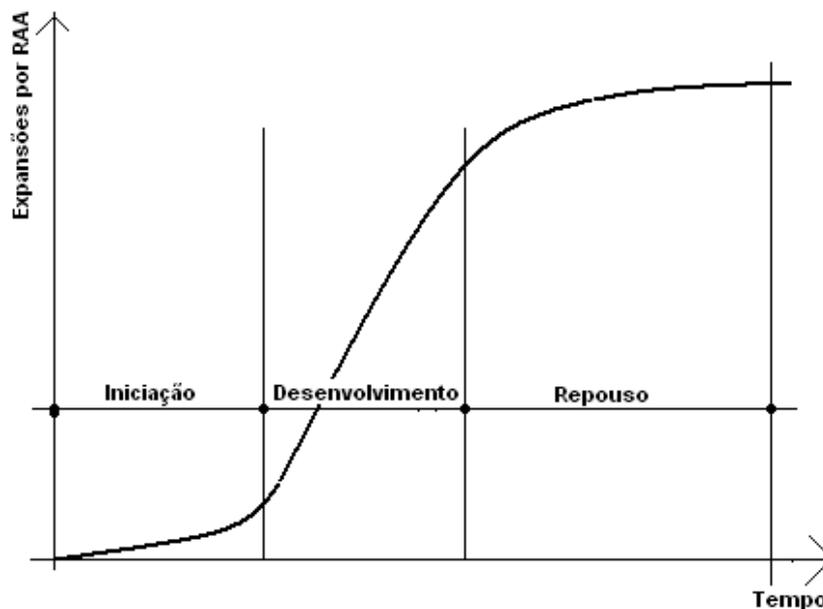
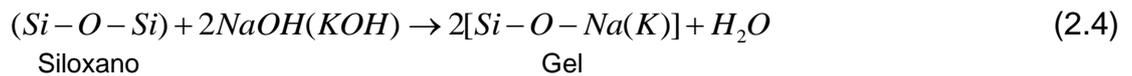


Figura 2.2. – Fases da evolução das deformações por RAA

Fonte: MADUREIRA (2007)

Na **fase de desenvolvimento**, as soluções ativas dos fluidos dos poros infiltram-se no gel álcali-silicato provocando a sua expansão. Os sólidos no interior dos poros sofrem o aumento do volume devido ao aumento da quantidade de gel produzido pela RAA e devido à sua expansão (Figura 2.3. – a). Uma vez que o produto da expansão ocupe plenamente o interior dos poros, passa a exercer pressões internas em suas paredes induzindo a expansão da matriz do concreto (Figura 2.3. – b) (SILVEIRA, 1997). Portanto a expansão do concreto pode ocorrer muito tempo após o início da ocorrência da reação.

Na terceira, a **fase de repouso**, devido à fissuração da matriz do concreto e a conseqüente criação de espaços, verifica-se a interrupção da sua expansão, pois o gel retorna à condição de livre expansão.

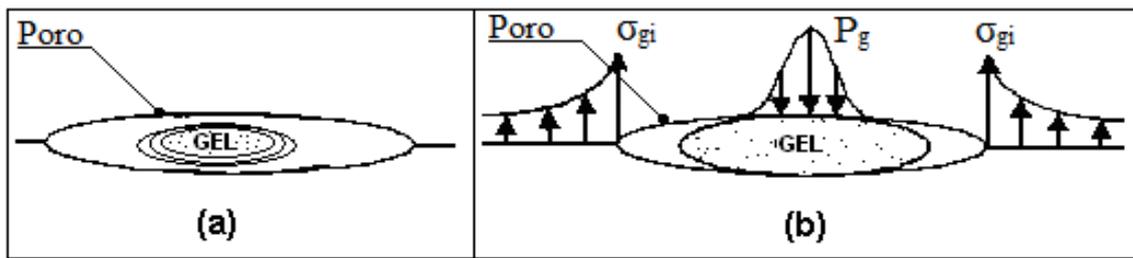


Figura 2.3. – Fases da expansão do gel: (a) Livre; (b) confinada

Fonte: Adaptada de CAPRA & SELLIER (2002)

2.1.2. Fatores Indispensáveis ao desenvolvimento da RAA

O desenvolvimento da RAA requer a existência de pelo menos um mineral reativo na composição mineralógica dos agregados, a disponibilidade de álcalis e a ocorrência de água intersticial (PAN *et al.*, 2012).

Mineral reativo

O grau de influência do mineral depende de seu potencial reativo natural e de sua granulometria, pois, esta condiciona diretamente a extensão de superfície do agregado exposta ao contato com o fluido alcalino. A atividade química é tanto maior quanto menor for a dimensão dos agregados, uma vez que mais rápida será a penetração dos íons álcalis no agregado (GAO *et al.*, 2013).

A textura de suas partículas também influencia (LU *et al.*, 2006), assim como sua angularidade, uma vez que para partículas de mesma dimensão, os agregados triturados têm maior área de superfície (RAMYAR *et al.*, 2005).

Álcalis

A dependência das expansões por RAA com relação à disponibilidade de álcalis pode ser expressa esquematicamente conforme a curva da Figura 2.4 (LÉGER *et al.*, 1995). Inicialmente, quanto maior for a disponibilidade de álcalis, mais intensa é a RAA. A partir do teor de álcalis correspondente ao pico da curva, a tendência se inverte.

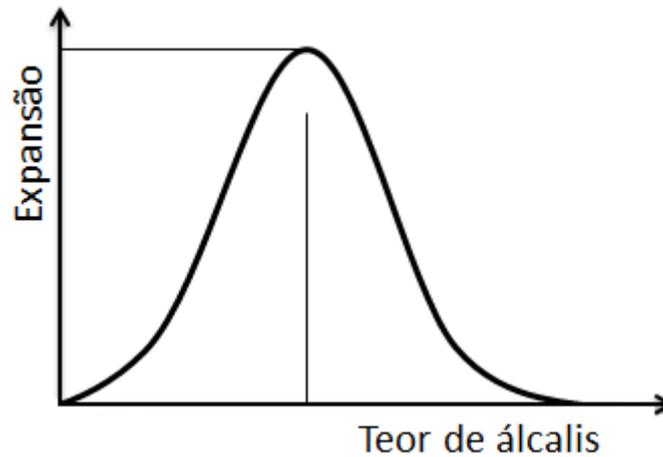


Figura 2.4. – Expansão com o teor de álcalis.

Fonte: MADUREIRA (2007)

Segundo Mehta & Monteiro (2006) misturas contendo cimento Portland com mais de 0,6% de óxido de sódio equivalente causam expansões significativas devido à RAA, e, por outro lado misturas contendo teor de óxido de sódio equivalente menor que 0,6% não causam danos devidos à RAA, mesmo contendo alto teor de cimento.

Além de cimento Portland, os álcalis também podem ser encontrados em aditivos, em Feldspatos dos agregados e em soluções alcalinas (FOURNIER e BÉRUBÉ, 2000).

Água intersticial

A água é fundamental para o desenvolvimento da RAA, pois, ela é indispensável na reação do cimento, que por sua vez é responsável pela liberação de álcalis. Além do mais, desempenha o papel de solvente na solução alcalina reativa cujo soluto é o próprio álcali liberado; e funciona como veículo de transporte para os íons alcalinos através da solução dos poros do concreto. Além disso, o gel produzido na RAA só inicia a expansão a partir da infiltração de solução ativa em água, em sua massa.

Estima-se que em massa sólida de concreto submetida a teor de umidade da ordem de 85% existe quantidade de água suficiente para desenvolver a RAA.

2.1.3. Fatores influentes na expansão do concreto pela RAA

Os principais fatores que influenciam a RAA são a temperatura e a porosidade inicial do concreto. As tensões confinantes não afetam a reação, mas interferem com as expansões do concreto mediante ação mecânica (CAPRA e BOUNAZEL, 1998).

Temperatura

A temperatura estimula a RAA na medida de sua importância na cinética das reações químicas em geral (CHATTERJI, 2005). Conforme estudos laboratoriais, o efeito da temperatura é exclusivamente sobre a cinética da reação (FARAGE *et al.*, 2000). A RAA é significativamente acelerada pela ação das elevadas temperaturas podendo ser interrompida para temperaturas abaixo de determinado limite (WINNICKI e PIETRUSZCZAK, 2008).

Em países nórdicos, onde se verificam diferenças de temperatura significativas entre as estações do ano, a velocidade da RAA é maior durante o verão. Nas regiões do concreto das proximidades de fontes geradoras de calor, constata-se maiores expansões localizadas (SILVEIRA, 1997). Em países de clima predominantemente frio, entre os quais a França e outros países da região boreal, as expansões por RAA situam-se sempre nas faixas menores.

Porosidade inicial

A porosidade inicial da massa de concreto endurecido influi na RAA de duas maneiras aparentemente em mútuo contraste. Concretos mais porosos dispõem de maior espaço interno que por um lado permitem armazenamento de maior volume de água intersticial, indispensável para a RAA, e, por outro, maior liberdade para a expansão do “gel”. No entanto não se sabe qual das influências é mais relevante (SILVEIRA, 1997).

Tensões confinantes

As tensões confinantes influenciam substancialmente a expansão por RAA. Uma tensão de compressão aplicada pode reduzir, por efeito mecânico, as expansões em sua direção, porém, contribuem significativamente para o aumento

das deformações por RAA nas direções que lhe são perpendiculares (Figura 2.5) (DUNANT e SCRIVENER, 2012).

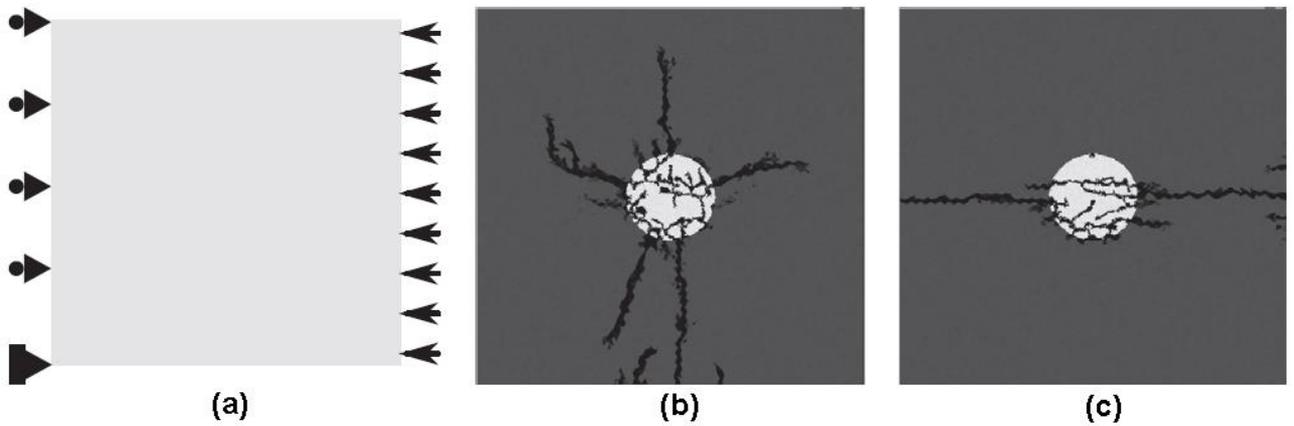


Figura 2.5. – Efeito de tensões confinantes: (a) Condições de contorno; (b) Expansão livre; (c) Carga uniaxial de 5 MPa

Fonte: DUNANT & SCRIVENER (2012)

Shayan e Quick (1992) constataram em experimentos sobre dormentes de concreto protendido que as fissuras associadas às deformações por RAA propagam-se apenas na direção da compressão, de modo que a expansão foi contida apenas naquela direção de modo que a reação química não é inibida (Figura 2.6).

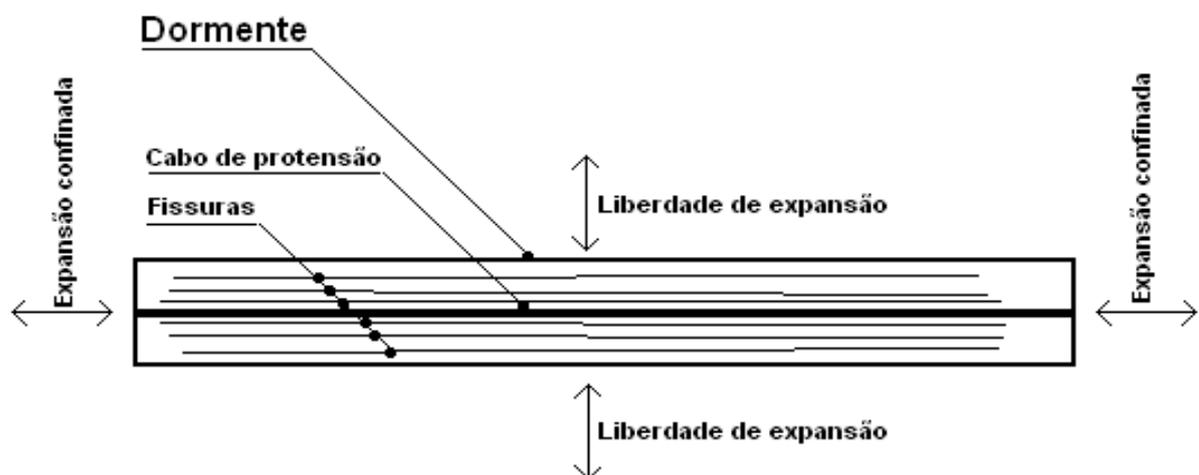


Figura 2.6. – Dormente de concreto protendido

Fonte: Madureira (2007)

Registros de campo das barragens de Saunders, Canadá – USA, e Mactaquac, Canadá, revelam taxas de expansão maiores nas direções e regiões menos confinadas, enquanto nas barragens em arco, que apresentam tensões

confinantes maiores, as expansões desenvolvem-se mediante taxas menores (SILVEIRA, 1997).

As armaduras de aço em peças de concreto armado desempenham a função de contenção das deformações impostas à massa do concreto. Assim, elas induzem tensões de confinamento, de modo que contribuem para a atenuação das expansões por RAA (MULTON e TOUTLEMONDE, 2006).

2.1.4. Evolução da expansão com o tempo

As deformações por RAA nem sempre são proporcionais ao nível de atividade química, uma vez que são influenciadas mecanicamente pela textura da superfície dos agregados. Portanto as deformações por RAA nem sempre estão associadas à cinética da reação química (CHATTERJI, 2005).

O início da expansão pode ocorrer desde o período construtivo, porém há casos em que a expansão só se manifestou anos após o início da utilização da obra. Este comportamento pode estar associado à elevada porosidade inicial (SILVEIRA, 1997). O início da expansão no período construtivo pode ser associado à existência de água e álcalis livres em quantidade suficiente para ocorrência da RAA durante a hidratação do cimento.

A evolução das expansões por RAA geralmente provoca a elevação da intensidade das tensões de confinamento, que por sua vez atenuam tais expansões. Entretanto a redistribuição de tensões passa a produzir fissuração, aumentando a permeabilidade e conseqüentemente favorecendo a RAA.

No decorrer do tempo a redução do teor dos constituintes reativos atenua o processo expansivo devido a RAA.

Ao contrário do que se acreditava até alguns anos atrás, foram constatados casos em que a reação perdurou além de 50 anos, a exemplo das barragens de Chambon-França, Hiwassed e Fontana-USA e Beauharnois-Canadá (SILVEIRA, 1997).

As taxas de expansão das massas de concreto afetadas por RAA variam entre 0,02 a 0,2 mm/m.ano, resultando em deslocamentos entre 0,1 a 5 mm/ano (LÉGER et al, 1995).

2.1.5. Consequências da RAA

O gel produzido durante a RAA induz deformações na estrutura, que, por sua vez, gera fissuras permitindo a exsudação do fluido viscoso derivado do gel.

A RAA promove a redução dos parâmetros relacionados às propriedades físicas do concreto tais como a resistência e o módulo de deformação (LÉGER et al, 1995). A redução dos parâmetros físicos do concreto está associada ao comprometimento da continuidade e da integridade da massa do concreto devido à fissuração provocada pelo efeito expansivo decorrente da reação.

A ampla desuniformidade espacial do teor dos constituintes reativos, a variedade de cimentos utilizados e as fontes alternativas de álcalis em regiões localizadas contribuem para a anisotropia das propriedades físicas da massa de concreto afetada por RAA.

2.2. Modelagem numérica

A anisotropia e a não-uniformidade da expansão por RAA se deve a diversidade de fatores influentes e a maneira distinta como cada um deles exerce a sua influência, induzindo a necessidade de uma modelagem matemática mais complexa e a simulação ao emprego de métodos computacionais mais eficientes (PAPPALARDO et al, 1999).

A simulação numérica deve incluir a análise dos fatores mais influentes na ocorrência e no desenvolvimento da RAA, nomeadamente a distribuição térmica e de umidade, assim como a quantificação das tensões atuantes em toda estrutura durante a sua vida útil ou até o término do fenômeno.

Após o início da expansão por RAA, ocorre a redistribuição das tensões e a deterioração das propriedades físicas do concreto. Estes efeitos também devem ser considerados na simulação numérica do fenômeno.

2.2.1. Modelo Paramétrico de Léger

O modelo pioneiro voltado para a simulação numérica do efeito expansivo da RAA foi o Modelo Paramétrico de Léger et Al (1995), segundo o qual as expansões

por RAA, são determinadas com base na variação de parâmetros associados à umidade, à temperatura, ao teor de componentes reativos e as tensões confinantes. A tais fatores são associados coeficientes ponderados F_{Mm} , F_{Tm} , F_{Rm} e F_{Cm} variando de 0 a 1,0 que, conforme lei de definição própria exprime os respectivos graus de influência em cada ponto. Os deslocamentos no volume sólido na m-ésima direção, normalizados em relação ao deslocamento máximo nessa direção são obtidos mediante:

$$D_m(x, y, z) = D_m^{\max} (\beta_{Rm} F_{Rm} + \beta_{Tm} F_{Tm} + \beta_{Cm} F_{Cm} + \beta_{Mm} F_{Mm})(x, y, z) \quad (2.5)$$

D_m^{\max} é o deslocamento máximo na m-ésima direção, F_{Mm} está relacionado à umidade, F_{Tm} está relacionado à temperatura, F_{Rm} está relacionado ao teor de componentes reativos e F_{Cm} está relacionado às tensões confinantes. Os parâmetros “ β ” são ajustados em cada ciclo iterativo a partir da comparação das deformações calculadas e daquelas registradas no sistema de monitoramento de campo.

A vantagem deste modelo é a possibilidade de ajuste dos deslocamentos calculados aos seus correspondentes valores obtidos no monitoramento de campo. Sua desvantagem é o fato de realizar a simulação do progresso das deformações utilizando a carga térmica fictícia e não apresentar correlação entre a realidade física das reações e as deformações.

2.2.2. Modelo de Pappalardo

O modelo paramétrico de Pappalardo (1999) representa a taxa de expansão volumétrica sob a forma:

$$\dot{\mathcal{E}}^{RAA} = \frac{\varepsilon_{Vol}^{Max} \cdot (A_2 g_T)}{[(A_2 g_T) + (t - t_p g_p)]^2} \cdot \sqrt{g_U \cdot g_C} \quad (2.6)$$

onde “ ε_{Vol}^{Max} ” está relacionado à quantidade total de reagentes do concreto; “ A_2 ” indica o tempo de estabilização do processo expansivo; “ g_U ”, “ g_C ” e “ g_T ” são os fatores de influência referentes à umidade, tensões confinantes e temperatura, respectivamente, para cada idade da estrutura; “ $t_p g_p$ ” é o tempo a partir de quando tem início a expansão do concreto, e, “ $t - t_p g_p$ ” o tempo de análise decorrido. A

calibração realiza-se mediante procedimento iterativo cuja convergência presume a minimização da função objetivo:

$$F_{obj} = \frac{1}{\sum_{i=1}^n K_i} \left\{ \sum_{i=1}^n K_i \left[1 + ABS \left(\frac{M_i - C_i}{M_i} \right) \right] \right\} \quad (2.7)$$

para a qual “n” é o total de equipamentos de medição, “M_i”, “C_i” e “K_i” são o deslocamento medido, o deslocamento calculado e o coeficiente de ponderação adotado, respectivamente, para a posição e direção referente ao equipamento “i”.

A vantagem desse modelo é que ele simula os processos físicos a nível microscópico em consonância com os processos químicos. A desvantagem é que não se trata de formulação de fácil utilização.

2.2.3. Modelo Pietruszczac

O modelo de Pietruszczac (1996) é pautado na formulação da teoria da plasticidade e apresenta, particularmente, equações que descrevem o empobrecimento das propriedades mecânicas do concreto devido ao efeito da RAA, no decorrer do tempo, na forma das curvas das Figuras 2.7–a) e 2.7–b), os quais são governadas pelas equações:

$$E = E_o \left[1 - (1 - A_3) \frac{g_2}{\epsilon} \right] \quad (2.8)$$

$$f_c = f_{co} \left[1 - (1 - A_4) \frac{g_2}{\epsilon} \right] \quad (2.9)$$

onde

$$g_2 = \epsilon \frac{t}{t + A_2} \quad (2.10)$$

Sendo “f_{co}” e “E_o” a resistência à compressão e o modulo de elasticidade do concreto na época do início da reação, “f_c” e “E” seus valores em uma idade qualquer referente ao concreto deteriorado. “A₂”, “A₃” e “A₄” são os fatores de velocidade da reação, de degradação do módulo de elasticidade e da Resistência à Compressão do concreto, respectivamente, e, “ ϵ ” uma constante.

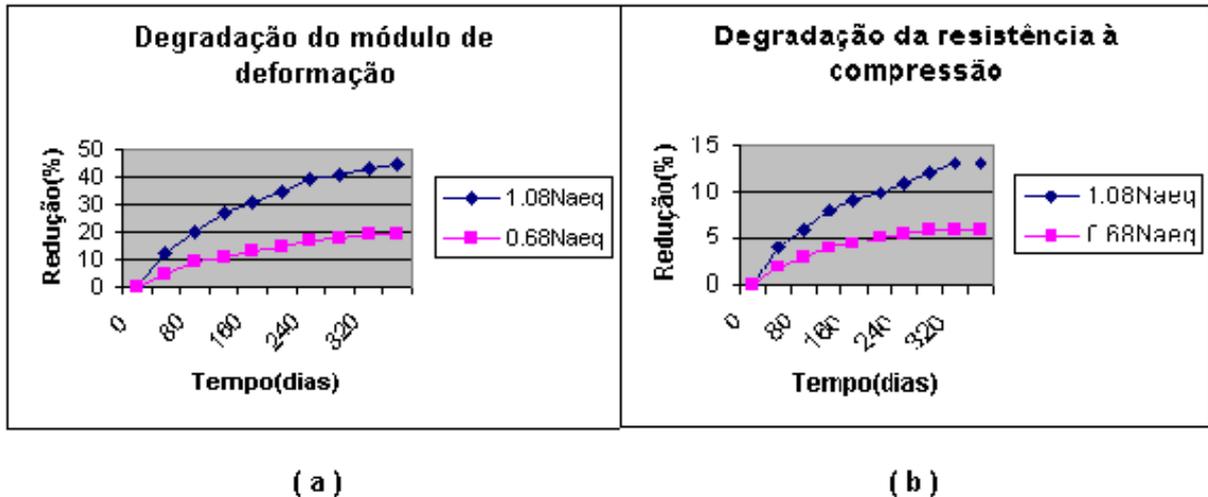


Figura 2.7. – Degradação das propriedades físicas do concreto: (a) Módulo de deformação; (b) Resistência à compressão

A vantagem desse modelo é a riqueza da formulação proporcionada pela teoria da plasticidade, e a aplicabilidade das equações de degradação do material à mecânica do contínuo. Sua desvantagem é a robustez da formulação e a ausência de vínculo direto entre a previsão de danos e a realidade do quadro de fissuração do material danificado.

2.2.4. Modelo analítico de materiais heterogêneos

O modelo Analítico de Materiais Heterogêneos proposto por Furusawa *et al* (1994), considera que uma partícula de sílica é envolvida por uma camada porosa, progressivamente preenchida pelos produtos da reação. A espessura da camada depende, sobretudo, da difusão dos íons OH^- para o interior do agregado, do tipo do agregado e da temperatura. A expansão começa a partir do pleno enchimento dos poros podendo ser avaliada a partir da Equação 2.11 (Figura 2.8).

$$\varepsilon = f(P_t - P_{abs}) \quad (2.11)$$

“ P_t ” é a quantidade de gel produzido na RAA e “ P_{abs} ” o volume dos poros.

A vantagem desse modelo é que ele correlaciona diretamente as expansões com a quantidade de gel produzido na reação e o volume dos poros da massa de concreto, entretanto esses parâmetros são de difícil obtenção.

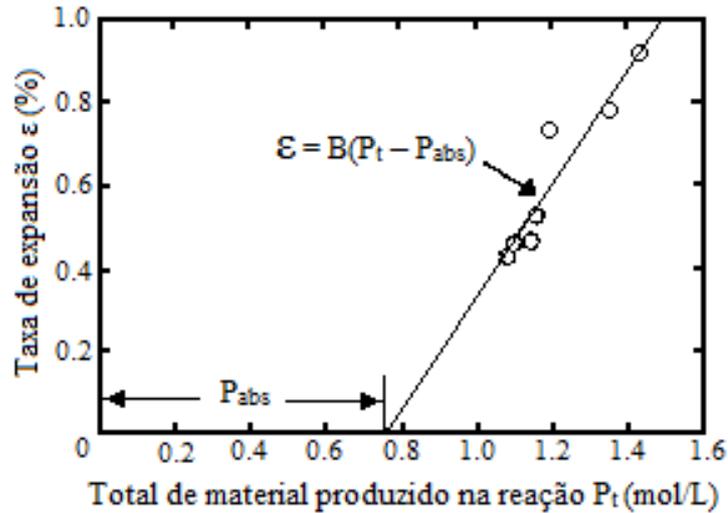


Figura 2.8. – Correlação entre produto da RAA e expansão

Fonte: adaptada de MORANVILLE-REGOURD (1997) apud MADUREIRA (2007)

2.2.5. Modelo termodinâmico de materiais porosos reativos

O modelo termodinâmico de materiais porosos reativos, proposto por Larive & Coussy (1994) admite que o material é elástico e isotrópico, e, em condições isotérmicas, correlaciona as deformações por RAA com a cinética da reação, lei de Arrhenius, é expressa mediante:

$$\epsilon = \epsilon_{\infty} \left(1 - e^{\left(\frac{-t}{\tau}\right)}\right) \quad (2.12)$$

onde “ ϵ_{∞} ” e “ τ ” são constantes envolvendo o tensor de características elásticas “ \mathbf{K} ”, o coeficiente de acoplamento química – mecânica “ α_1 ”, a afinidade química inicial da reação “ \mathbf{F}_0 ”, as constantes cinéticas “ \mathbf{L} ” e “ η ” e a Energia de ativação “ \mathbf{E}_a ”.

A vantagem do modelo é o fato de correlacionar, diretamente, as deformações por RAA com a cinética da reação. A desvantagem do modelo é que ele não apresenta a definição dos parâmetros envolvidos de forma mais detalhada.

2.2.6. Modelo termodinâmico do concreto danificado

O modelo termodinâmico do concreto danificado, proposto por Bournazel *et al* (1994), é derivado do anterior com a vantagem adicional de incluir critérios de danos. É formulado com base na termodinâmica dos processos irreversíveis associada com a teoria contínua de danos. Avalia a fissuração e a delimitação de

zonas de deterioração por RAA, considerando o teor dos reagentes, a temperatura, o teor de umidade e as tensões confinantes como fatores influentes resultando em equação do tipo:

$$\varepsilon^{RAA} = \varepsilon^{RAA}(A, T, H, \sigma) \quad (2.13)$$

onde “A” é o teor dos álcalis consumidos na reação, “T” a temperatura, “H” o teor de umidade e “ σ ” as tensões confinantes.

A degradação resultante da fissuração pode ser expressa a partir da equação:

$$E = E_o(1 - D) \quad (2.14)$$

onde “E” e “E_o” são os valores final e inicial do Módulo de Elasticidade do material. “D” é um fator escalar de danos tal que:

$$0 \leq D \leq 1 \quad (2.15)$$

$$e, \quad D = \alpha_c D_c + \alpha_t D_t \quad (2.16)$$

os subscritos “c” e “t” referem-se aos estados de compressão e tração, respectivamente.

A vantagem do modelo é a inclusão do critério de danos e a desvantagem é a subjetividade da avaliação do fator de danos.

2.2.7. Modelo de Capra e Bournazel

O modelo de Capra & Bournazel (1998) representa um aperfeiçoamento do anterior, pois, considera mais detalhadamente o acoplamento mecânico das tensões e dos critérios relacionados à propagação das fissuras. O *fator de intensidade de tensões* “K_I” é definido mediante:

$$K_I = \sigma \sqrt{\pi \cdot a} \cos^2 \theta \quad (2.17)$$

“ θ ” é o ângulo entre as direções da fissura e da tensão principal “1”, e “a” é o semi-comprimento da fissura (Figura 2.9).

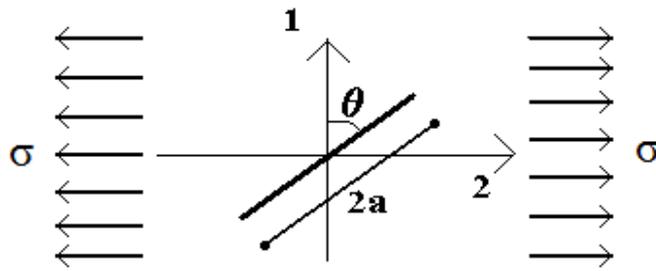


Figura 2.9. – Parâmetros referentes ao fator de intensidade de tensões

Fonte: CAPRA & BOURNAZEL (1998)

Se o meio é linear elástico, na condição bidimensional ter-se-ia:

$$\begin{aligned}
 K_I &= \sqrt{\pi a} [\sigma_{eq}(t) + \sigma_1(t) \cos^2 \theta + \sigma_2(t) \sin^2 \theta] \\
 &= \sqrt{\pi a} [\beta \varepsilon_o^{RAA}(t) + \sigma_1(t) \cos^2 \theta + \sigma_2(t) \sin^2 \theta]
 \end{aligned}
 \tag{2.18}$$

Se $f(\theta, t)$ representa a fração de fissuras que se propagam ao tempo “t” então:

$f(\theta, t) \rightarrow 1$, se todas as fissuras estão se propagando;

$f(\theta, t) \rightarrow 0$, se nenhuma fissura está se propagando;

$$\text{Se } (\sigma_1, \sigma_2) \rightarrow 0, \text{ e } t \rightarrow \infty \Rightarrow \varepsilon^{RAA} \rightarrow \varepsilon_o^{RAA}(\infty)
 \tag{2.19}$$

A deformação decorrente da RAA no tempo “t” e na direção “ θ ” é então admitida ser:

$$\varepsilon^{RAA}(\theta, t) = \varepsilon_o^{RAA}(\infty) \cdot \frac{f(\theta, t)}{f(\theta, \infty)}
 \tag{2.20}$$

Os valores do parâmetro “a” são extraídos da análise de imagens de distribuição de fissuras, prática que representa a principal desvantagem do modelo (Figura 2.10).

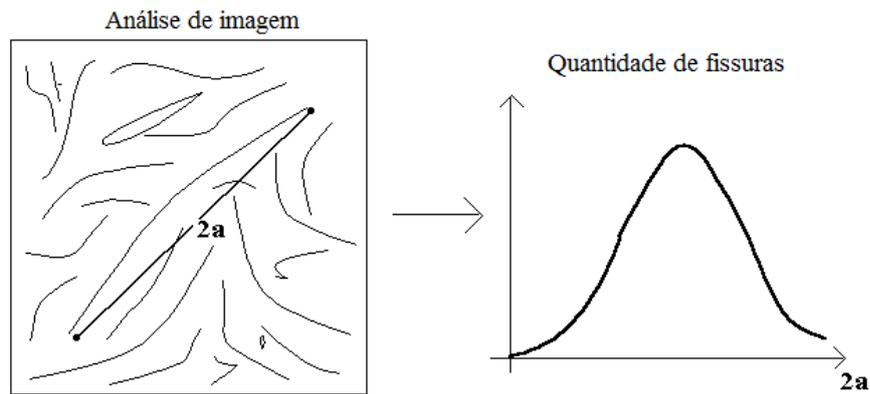


Figura 2.10. – Padrão típico de Imagem da fissuração inicial

Fonte: CAPRA & BOURNAZEL (1998) apud MADUREIRA (2007)

2.2.8. Modelo de Farage

O modelo de Farage *et al* (2000) considera o desacoplamento entre as deformações decorrentes do fenômeno e as tensões solicitantes, assemelhando o comportamento do concreto ao de um material incompressível, com acoplamento entre as direções, e com deformação volumétrica constante, representando a anisotropia da expansão por RAA mediante um modelo de fissuração.

A evolução das tensões e deformações é simulada a partir de modelo analógico elástico, (Figura 2.11). Os elementos hookeanos “ μ ” e “ g ” simulam, respectivamente, a elasticidade do concreto e gel. A célula de pressão, “ ch ”, representa a deformação química “ ϵ_{ch} ”.

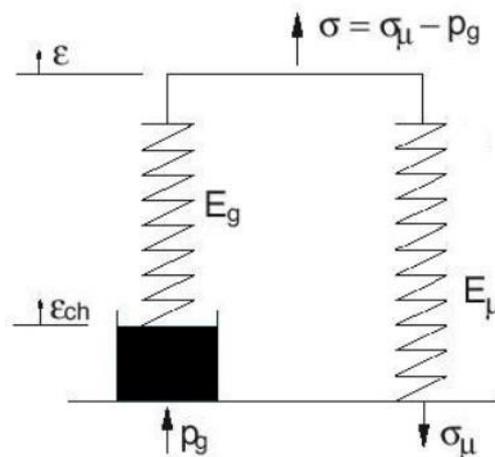


Figura 2.11. – Modelo Analógico Elástico

Fonte: Adaptada de FARAGE *et al*, (2000)

Na concepção do modelo a anisotropia é atribuída às tensões externas, sendo condicionada pela heterogeneidade do concreto, a distribuição aleatória das zonas reativas e a porosidade. Em uma acepção macroscópica tem como fonte mais plausível o processo de fissuração.

Tem como vantagem a simplicidade da simulação do mecanismo das deformações por RAA e como desvantagem o desacoplamento de tensões inviabilizando seu emprego nos casos em que o acoplamento é primaz.

2.2.9. Modelo de Capra e Sellier

O modelo proposto por Capra & Sellier (2002) aborda o comportamento mecânico do concreto com base na descrição física de sua deterioração, a qual é caracterizada pelas superfícies de descontinuidade. A parte elástica é baseada na teoria ortotrópica de danos de Lemaitre & Chaboche (1988). A rigidez do material depende de um parâmetro “**d**”, definido como a razão entre a superfície de descontinuidades, incluindo-se poros e fissuras, e a superfície da amostra. Seu valor está compreendido no intervalo:

$$0 \leq d \leq 1 \quad (2.21)$$

Se o material apresentar-se íntegro **d = 0**. Por outro lado, se o material está bastante deteriorado então **d = 1**.

Considera que a cinética global da RAA pode ser caracterizada pelo teor de **[Na₂O_{eq}]**, o qual representa a concentração total da solução dos poros em sódio equivalente **Na₂O + 0.658K₂O**. O consumo de álcalis “**A(t)**” na reação é descrito pela reação química:



A partir de análise estequiométrica teríamos:

$$A(t) = \frac{[Na_2O_{eq}](t=0) - [Na_2O_{eq}](t)}{[Na_2O_{eq}](t=0)} \quad (2.23)$$

A vantagem desse modelo é que ele apresenta uma formulação completa detalhada, incluindo correlações entre as grandezas fenomenológicas e a cinética da

reação além de um critério de danos pautado nos postulados da análise de probabilidade. Entretanto, a diversidade de parâmetros envolvidos dificulta sua utilização para fins práticos.

CAPÍTULO 3

3. Modelagem numérica

3.1. Fundamentação teórica

O Concreto de Cimento Portland é um material de construção de comportamento mecânico complexo, pois, responde de forma diferenciada frente às solicitações, conforme seja sua idade na data do carregamento, a intensidade e a natureza das tensões solicitantes. Trata-se de um material composto no qual cada um de seus elementos constituintes apresenta resposta característica distinta frente às solicitações. Além do mais, suas propriedades físicas sofrem alterações no decorrer do tempo, em consequência, principalmente, de fenômenos visco-elásticos, da ação de agentes patológicos, ou em virtude da fissuração provocada pelas próprias tensões solicitantes.

O concreto, ainda na condição descarregada, já apresenta fissuras localizadas na interface dos diferentes materiais que o compõe, como consequência da retração e outros efeitos decorrentes das reações de hidratação do cimento, e, face ao comportamento mecânico distinto de cada um desses materiais. Mediante a ação do carregamento, as fissuras se propagam, acarretando resposta mecânica não-linear, até mesmo sob tensões de baixa intensidade.

Com o transcorrer do processo de carregamento, bem antes de a tensão solicitante atingir a intensidade crítica, o padrão de propagação das fissuras do concreto acentua a natureza não-linear de sua resposta mecânica ante as ações que o solicita.

3.2. Desempenho mecânico do concreto

No presente trabalho, a análise numérica foi realizada segundo procedimento iterativo incremental e aproximação por elementos finitos. A modelagem matemática adotada pautou-se na formulação ortotrópica não-linear proposta por Kwak e Filippou (1990) em estado plano de tensões, segundo a qual os elementos da matriz constitutiva são definidos com base em equações semelhantes àquelas empregadas em solitação uniaxial, tomando-se, porém, como referência, as deformações equivalentes “ ε_{ei} ”, que, para cada um dos planos principais, são dadas por:

$$\varepsilon_{ei} = \varepsilon_i + D_{ij}\varepsilon_j / D_{ii} \quad (3.1)$$

onde os índices “i” e “j” se referem às direções dos planos principais. Os parâmetros “ D_{ij} ” representam os elementos da matriz constitutiva.

Para a simulação do concreto solitado à compressão adotaram-se as relações constitutivas propostas por Hognestad (1951), apresentadas na forma:

$$\sigma_i = \frac{2 \cdot \sigma_{ip}}{\varepsilon_{ip}} \left(1 - \frac{\varepsilon_{ei}}{2 \cdot \varepsilon_{ip}} \right) \cdot \varepsilon_{ei} \quad \text{para } \varepsilon_{ip} < \varepsilon_{ei} < 0; \text{ e} \quad (3.2)$$

$$\sigma_i = \sigma_{ip} \left(1 - \frac{3}{20} \frac{\varepsilon_{ei} - \varepsilon_{ip}}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{ip}} \right) \quad \text{para } \varepsilon_{cu} < \varepsilon_{ei} < \varepsilon_{ip}.$$

onde o parâmetro “ σ_{ip} ” representa a tensão de pico em compressão do concreto, segundo a direção principal “i”, “ ε_{ip} ” é a deformação correspondente a tal tensão, e, “ ε_{cu} ” a deformação limite de ruptura. Essas equações representam os trechos de endurecimento e de amolecimento, segmentos **OA** e **AB**, respectivamente, da curva da Figura 3.1.

Para a representação do comportamento do concreto solitado à tração, segmentos **OC** e **CD** da curva da Figura 3.1, foi adotado o modelo das fissuras distribuídas, conforme apresentado em Kwak e Filippou (1990), cujas vantagens são considerar o campo de deslocamentos como se fosse contínuo, e, dispensar

modificações de caráter topológico na malha de elementos finitos, no decorrer do processamento inerente a suas etapas de cálculo.

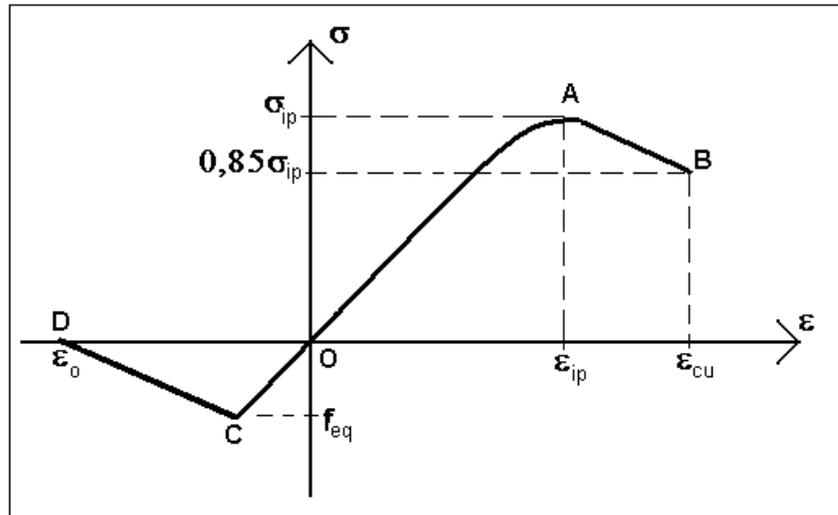


Figura 3.1. – Curva tensão deformação do concreto

Fonte: MADUREIRA (2007)

Além disso, foi adotado o padrão de fissuração multidirecional, representado por um sistema de fissuras mutuamente ortogonais rotativas, no qual a inclinação de seus planos é condicionada ao estado de tensões corrente, podendo modificar-se conforme o estágio do carregamento.

O comportamento do concreto, para deformações inferiores àquela correspondente à resistência à tração, trecho **OC** da curva da Figura 3.1, é considerado linear elástico. Para deformações de magnitude superior, seu comportamento é plástico com amolecimento, sendo representado pelo segmento de reta **CD**, definido, inclusive, pela deformação última em tração, “ ϵ_0 ”.

A deformação última do concreto fissurado, admitindo-se a uniformidade da rigidez ao longo do elemento finito seria dada por:

$$\epsilon_0 = \frac{2.G_f}{f_t} \quad (3.3)$$

os parâmetros “ f_t ” e “ G_f ” representam, respectivamente, a resistência à tração e a energia de fraturamento por unidade de área do concreto, este último definido conforme os critérios do CEB-FIP model code 1990 (1993).

Entretanto, o surgimento e a propagação das fissuras promovem perturbação na uniformidade das propriedades mecânicas da massa de concreto no interior do elemento finito. Quanto maior a dimensão do elemento finito tanto maior será a variação dessas propriedades. Com o objetivo de compensar os erros decorrentes de tais variações, para elementos de dimensão superior a 75 mm, é utilizado o recurso proposto por Kwak e Filippou (1990), do qual resulta para a deformação última de tração a equação:

$$\varepsilon_o = \frac{2.G_f \cdot \ln(0,075/b)}{f_t \cdot (0,075 - b)} \quad (3.4)$$

para a qual “b” é a dimensão do elemento finito, expressa em metros.

O módulo de deformação adotado para o concreto será o módulo secante, “E_c”, dado a partir de:

$$E_c = 0,85E_0 \quad (3.5)$$

onde “E₀” é o módulo de deformação inicial, sendo expresso mediante:

$$E_0 = 5600\sqrt{f_{ck}} \quad (MPa) \quad (3.6)$$

na qual o “f_{ck}” representa a resistência característica à compressão do concreto.

As tensões limite no concreto são definidas a partir da envoltória proposta por Kupfer e Gerstle (1973) (Figura 3.2), cuja representação analítica em estado de compressão biaxial é da forma:

$$(\beta_1 + \beta_2)^2 - \beta_2 - 3.65\beta_1 = 0 \quad (3.7)$$

onde $\beta_1 = \sigma_1 / f_c$, $\beta_2 = \sigma_2 / f_c$. “σ₁” e “σ₂” são as tensões principais com $0 > \sigma_1 > \sigma_2$.

“f_c” é a resistência à compressão uniaxial do concreto. σ_{1c} -

Fazendo-se, na Equação 3.7, $\alpha = \sigma_1 / \sigma_2$, as tensões de pico no concreto, segundo as direções principais, serão dadas por:

$$\sigma_{2c} = \frac{1+3.65\alpha}{(1+\alpha)^2} f_c \quad \text{e} \quad \sigma_{1c} = \sigma_{cu} = \alpha \cdot \sigma_{2c} \quad (3.8)$$

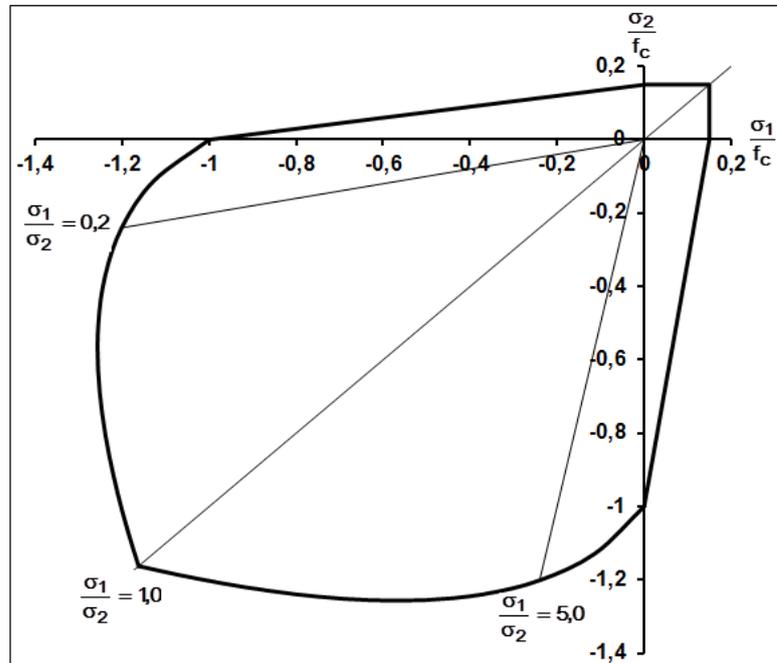


Figura 3.2. – Envoltória de ruptura do concreto para estado biaxial de tensões

Fonte: Madureira (2007)

As deformações referentes às tensões de pico em estado de compressão biaxial, “ ε_{2p} ” e “ ε_{1p} ”, segundo Kwak e Filippou (1990), são obtidas conforme as expressões:

$$\varepsilon_{2p} = \varepsilon_{co}(3\beta_2 - 2) \quad \text{e} \quad \varepsilon_{1p} = \varepsilon_{co}(-1.6\beta_1^3 + 2.25\beta_1^2 + 0.35\beta_1) \quad (3.9)$$

onde $\beta_1 = \frac{\sigma_{1p}}{f_c}$, $\beta_2 = \frac{\sigma_{2p}}{f_c}$. O parâmetro “ ε_{co} ” é a deformação correspondente à tensão de compressão de pico para estado uniaxial de tensões.

Para o concreto submetido ao estado plano de tensões foi utilizada a relação constitutiva na forma incremental proposta por Desai e Siriwardance (1972), apud Kwak e Filippou (1990), cuja vantagem é permitir a preservação da simetria das matrizes de rigidez, envolvidas no problema. Tal relação constitutiva pode ser escrita mediante:

$$\begin{pmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \\ d\tau_{12} \end{pmatrix} = \frac{1}{1-\nu^2} \begin{pmatrix} E_1 & \nu\sqrt{E_1 E_2} & 0 \\ \nu\sqrt{E_1 E_2} & E_2 & 0 \\ 0 & 0 & (1-\nu^2).G \end{pmatrix} \begin{pmatrix} d\varepsilon_1 \\ d\varepsilon_2 \\ d\gamma_{12} \end{pmatrix} \quad (3.10)$$

onde " $d\sigma_1$ ", " $d\sigma_2$ " e " $d\tau_{12}$ " são os incrementos de tensões nas direções principais. Os " E_i 's" são os módulos de deformação tangente referentes a tais direções e " ν " é o coeficiente de Poisson. O parâmetro " G " representa o módulo de deformação transversal sendo dado a partir de:

$$(1-\nu^2).G = 0.25(E_1 + E_2 - 2\nu\sqrt{E_1.E_2}) \quad (3.11)$$

Na análise em pauta foram adotados elementos finitos em suas versões isoparamétricas de aproximação quadrática. A região da massa de concreto é discretizada a partir dos elementos planos quadriláteros de oito pontos nodais **Q8**, mostrados na Figura 3.3. – a).

3.3. Desempenho mecânico do aço

O comportamento do aço é considerado elástico perfeitamente plástico. Em razão da grande flexibilidade transversal das barras da armadura de aço, apenas sua rigidez axial é considerada, sendo então simuladas mediante os elementos lineares de três pontos nodais **L3** (Figura 3.3. – b). Desta forma, a matriz de rigidez correlata, " K ", é expressa mediante:

$$K = \frac{2AE}{L} \begin{bmatrix} 1 & 0 & -1 \\ 0 & 1 & -1 \\ -1 & -1 & 2 \end{bmatrix} \quad (3.12)$$

onde " E " representa o módulo de elasticidade do aço, que foi considerado igual a **210.000 MPa**. " A " é a área da seção transversal da armadura, enquanto " L " representa o comprimento do elemento finito unidimensional.

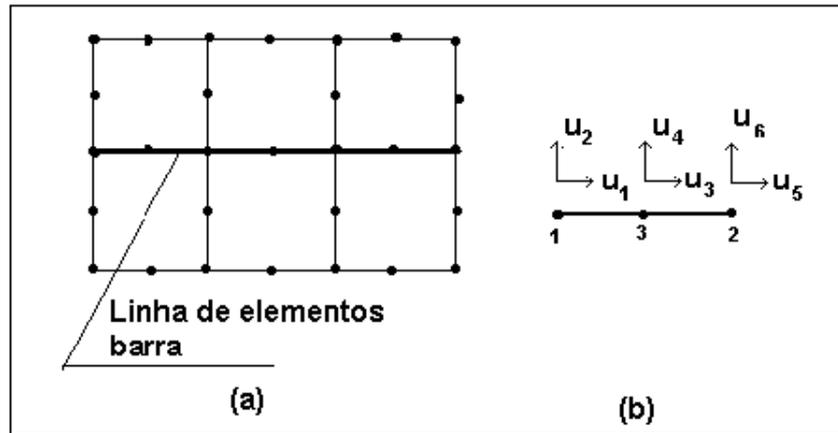


Figura 3.3. – Elementos finitos: (a) Lineares L3; (b) Planos Q8

3.4. Deformações por RAA

Para a simulação das expansões decorrentes da RAA foi adotada a formulação termodinâmica de materiais porosos reativos proposta por CAPRA e SELLIER (2002). Este tipo de modelo apresenta a vantagem de correlacionar, diretamente, a evolução das deformações com a cinética da reação química. Pode ser descrito na forma:

$$\varepsilon^{RAA} \approx 0 \text{ para } A < A_0 \quad (3.13)$$

$$\varepsilon^{RAA} = \frac{\varepsilon_0}{A_0} (A - A_0) \text{ para } A > A_0$$

onde “**A**” é o teor de álcalis consumido na reação álcali-agregado cujas expansões são objeto de análise; “**A₀**” é o valor de “**A**” ao início da expansão do concreto, e, “**ε₀**” é a parcela de deformação a ser deduzida, com o objetivo de considerar a defasagem dos inícios das expansões do “gel” e da matriz de concreto (Figura 3.4).

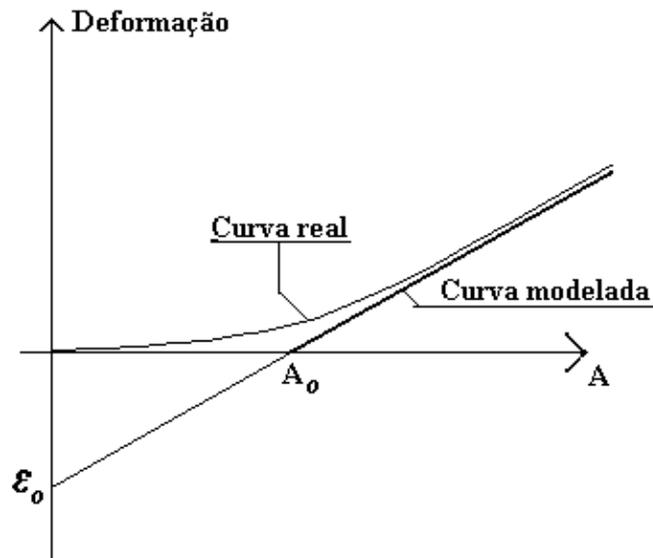


Figura 3.4. – Esquema gráfico para definição dos parâmetros “ ε_0 ” e “ A_0 ”

Fonte: MADUREIRA (2007)

Para a modelagem da cinética da reação, Capra e Bournazel (1998), propuseram a equação:

$$\frac{dA}{dt} = k(T)(1 - A) \quad (3.14)$$

“ $k(T)$ ” é a constante cinética associada à lei de Arrhenius, avaliada a partir de:

$$k(T) = k_0 e^{\frac{-E_a}{RT}} \quad (3.15)$$

onde “ E_a ” é a energia de ativação, “ R ” a constante do gás ideal, “ T ” a temperatura e “ k_0 ” a constante cinética. A solução da Equação 3.14 é:

$$A = 1 - e^{-kt} \quad (3.16)$$

Resultando para a Equação 3.13, para $A > A_0$, a forma:

$$\varepsilon^{RAA}(t, T) = \frac{\varepsilon_0}{A_0} (1 - A_0 - e^{-(k_0 e^{-E_a/RT})t}) \quad (3.17)$$

A influência das tensões confinantes foi considerada mediante o critério proposto por Charlwood (1994), expresso na forma:

$$0 \leq \sigma_i \leq \sigma_L \rightarrow \varepsilon_g = \varepsilon_u \quad (3.18)$$

$$\sigma_L \leq \sigma_i \leq \sigma_{max} \rightarrow \varepsilon_g = \varepsilon_u - K \cdot \log_{10} \left(\frac{\sigma_i}{\sigma_L} \right)$$

onde “ σ_i ” representa a tensão principal na direção “i” em MPa, “ ε_g ” é a deformação confinada, “ ε_u ” é a deformação não confinada. “ σ_L ” pode ser fixada em 0,30 MPa, e, representa a tensão abaixo da qual a expansão pode ser considerada livre, tendo-se $\varepsilon_g = \varepsilon_u$. “ σ_{max} ” é a tensão para a qual a deformação por RAA é nula, sendo fixada neste trabalho em 8,0 MPa. “K” é a Inclinação da reta $\varepsilon \times \log \sigma$.

Para levar em conta a influência da umidade nas deformações por RAA adotou-se a curva proposta por Poole (1992), que pode ser representada analiticamente pela expressão:

$$F(H) = H^m \quad (3.19)$$

onde “m” é um parâmetro de ajuste considerado igual a 8. “H” é a umidade relativa. A Equação 3.13 assume então a forma:

$$\varepsilon^{RAA}(t, T, H, \sigma) = F(H) \varepsilon_g \quad (3.20)$$

3.5. Degradação do concreto por RAA

Para a previsão da degradação das propriedades mecânicas do concreto provocadas pela RAA foram concebidas curvas semelhantes àquelas propostas por Pietruszczac (1996), ajustando-se, entretanto, seu desenvolvimento com o tempo em conformidade com o andamento da RAA expresso mediante a Equação 3.17. Deste artifício resultou para a função de decaimento do módulo de elasticidade do concreto a forma:

$$E = E_o \left[1 - (1 - A_E) \left(1 - \frac{1}{1 - A_o} e^{-(k_o e^{-E_a/RT})t} \right) \right] \quad (3.21)$$

e, para a função de decaimento da resistência do concreto a expressão:

$$f_c = f_{co} \left[1 - (1 - A_f) \left(1 - \frac{1}{1 - A_o} e^{-(k_o e^{-E_o/RT})t} \right) \right] \quad (3.22)$$

onde “E” e “E_o”, na Equação 3.21, são os módulos de deformação, final e inicial, respectivamente, e, identicamente, f_c e “f_{co}”, na Equação 3.22, são as resistências à compressão, final e inicial. Os parâmetros “A_E”, constante na Equação 3.21, e “A_r”, na Equação 3.22, representam os fatores de intensidade de decaimento do módulo de elasticidade e da resistência do concreto, respectivamente.

CAPÍTULO 4

4. Suporte computacional

4.1. Introdução

Este capítulo trata do programa utilizado como suporte computacional para fins de análise tensão-deformação de elementos estruturais de concreto de cimento Portland, inclusive, no tocante ao seu desempenho mecânico em face de efeitos reológicos, a exemplo da fluência e da expansão por RAA.

O método dos elementos finitos tem sido usado com grande ênfase na resolução de problemas de Engenharia. Diante de sua eficácia e do desenvolvimento expressivo da mecânica computacional nas últimas décadas, seu campo de aplicação vem crescendo muito, e, seu êxito na resolução de problemas vem sendo ampliado quando se considera o aumento da quantidade, importância, dimensão e grau de complexidade dos casos abordados a partir de seu emprego como ferramenta de cálculo.

4.2. Apresentação do código computacional

O código computacional ora apresentado foi desenvolvido a partir da estrutura lógica de um programa existente, o **STAP**, apresentado em Bathe (1982), elaborado em linguagem de programação **FORTRAN**, e aproximação por elementos finitos. Em sua versão original o programa é dotado de capacidade lógica para realizar análise estrutural envolvendo, exclusivamente, elementos de treliça lineares física e geometricamente. Ele utiliza a modalidade de armazenamento e processamento conhecida como “skyline”, que em sua sistemática de processamento prevê que, determinado grupo de vetores e matrizes, convenientemente escolhidos, a exemplo

da matriz de rigidez global, e do vetor do carregamento, é armazenado sequencialmente em um único vetor, aqui denominado *vetor ponteiro*.

Tal código foi escolhido em virtude de suas técnicas de armazenamento de dados e resolução, e, de sua potencialidade de ampliação para emprego em outros tipos de elementos e outras modalidades de resposta do material. O tratamento de matrizes globais como vetores permite economia de espaço de memória e maior rapidez de processamento.

Do conteúdo do código computacional escolhido em sua versão original, foi removida a formulação dos elementos de treliça e introduzida as formulações referentes ao elemento plano quadrilátero e ao elemento unidimensional, dotados de oito e de três pontos nodais, respectivamente, ambos isoparamétricos de aproximação quadrática.

O programa teve sua estrutura modificada para capacitá-lo a realizar análise tensão-deformação na versão não linear, em incrementos, e para possibilitar a implementação de cálculo dos efeitos reológicos de fluência e das expansões por Reação Álcali-Agregado. No entanto, no presente trabalho apenas o desenvolvimento da Reação Álcali-Agregado é considerada.

A formulação referente à deformação por Reação Álcali-Agregado implementada é o Modelo Termodinâmico de Materiais Porosos.

O produto final recebeu a denominação de Programa para Análise Constitutiva Não Linear de Estruturas, ou simplesmente **ACNL**.

4.2.1. Estruturação

O algoritmo apresenta-se conforme a estrutura lógica ilustrada na Figura 4.1, estando distribuído em 5 etapas básicas. A primeira se refere ao início do programa. As três etapas seguintes estão caracterizadas a partir da divisão do módulo principal em três sub-módulos, e, a quinta e última, se refere à sua finalização.

O primeiro sub-módulo se refere à geração da malha de elementos finitos, do carregamento, e, dos elementos. As sequências estruturadas de comandos voltadas

para a análise tensão-deformação, referentes ao carregamento e aos efeitos reológicos, estão esquematizadas nos sub-módulos II e III, respectivamente.

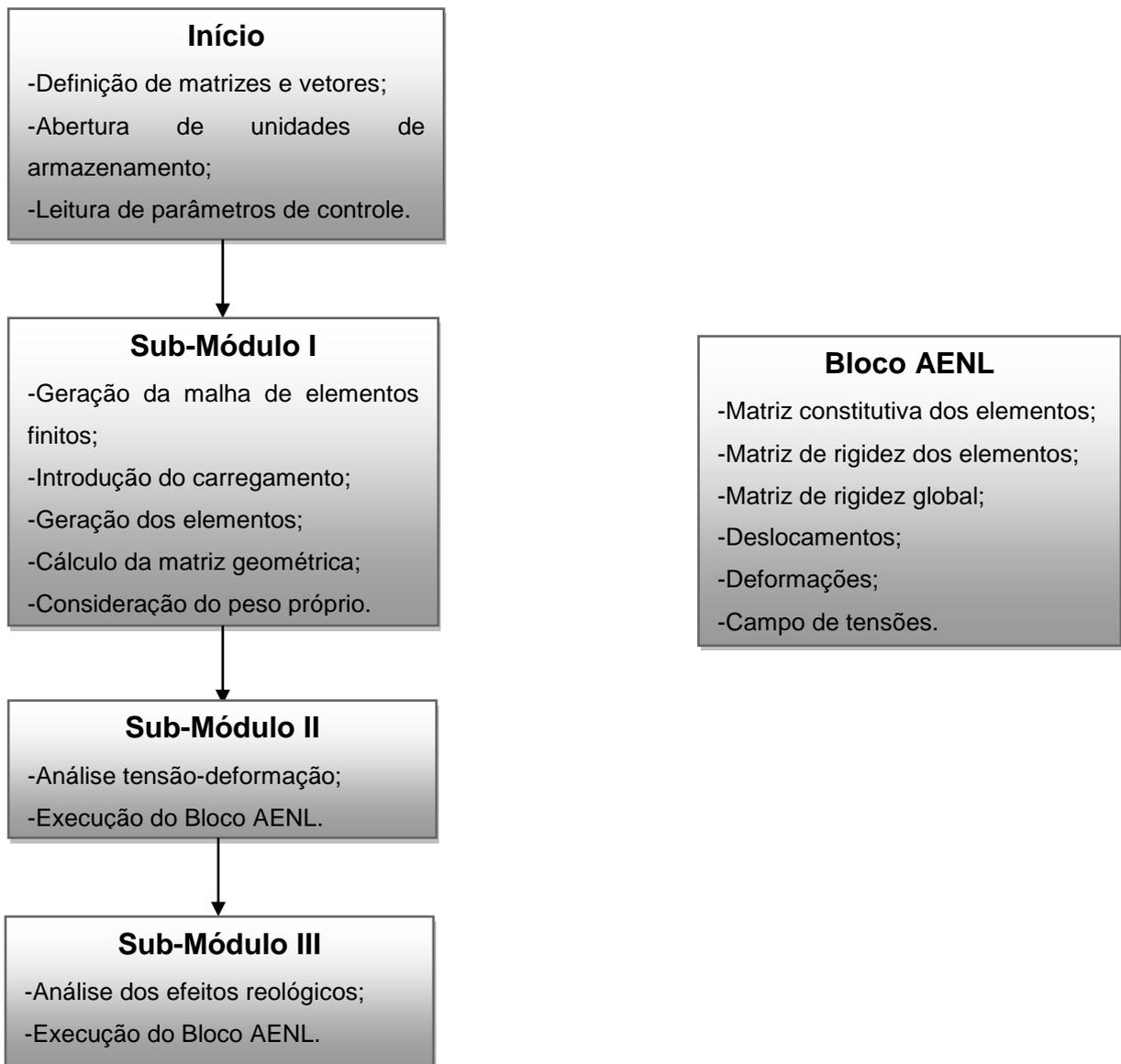


Figura 4.1. – Organograma geral do programa

4.2.2. Início do programa

Em sua parte inicial o programa realiza a definição das variáveis para o armazenamento das matrizes e vetores pertinentes bem como a abertura das unidades de armazenamento a serem utilizadas no decorrer de seu processamento. Esta ação consiste em definir um endereço em unidade de disco para um determinado arquivo onde serão armazenados determinados e lidos valores de certas variáveis em e etapas oportunas da sequência de análise.

A primeira ação de natureza lógica do programa é o gerenciamento da leitura dos dados de controle do problema a resolver. Os parâmetros de controle pertinentes são: o total de pontos nodais da malha de elementos finitos; o total de grupos de elementos que simularão o sólido objeto de análise; o total de casos de carga; o total de graus de liberdade por ponto nodal; os tipos de efeito reológico a considerar; o total de intervalos de tempo, conforme discretização do domínio do tempo.

Todos os dados do problema serão lidos a partir do arquivo denominado “**ACNBIDAT**”, gerado previamente através da utilização de um *pré-processador numérico* o **GERDATB7**, elaborado especificamente para tal fim.

A necessidade de definição de uma variável de controle destinada ao armazenamento do total de grupos de elementos está ligada à possibilidade de utilização de diferentes tipos de elementos, os quais devem ser agrupados em um único bloco na memória digital e no arquivo de entrada de dados.

4.2.3. Segunda etapa (sub-módulo I)

Nesta etapa são gerados a malha de elementos finitos, o carregamento, os elementos juntamente com os parâmetros relevantes de seus materiais, e, a matriz deformação-deslocamento, também conhecida como geométrica, que é armazenada no vetor “**B**”. É realizado, inclusive, o cálculo do carregamento nodal consistente associado ao peso próprio.

A estrutura do programa foi desenvolvida de modo a permitir a utilização de forma combinada, de elementos **L3** e **Q8**, definidos no capítulo 3. Ela pode ser estendida para utilização da formulação referente a *elementos sólidos tridimensionais de vinte pontos nodais*, o **S20**.

Os elementos são agrupados por tipo, o que favorece o rendimento computacional, haja vista que permite a geração em uma única vez, de informações específicas comuns a todos os elementos de um mesmo tipo, evitando assim tarefas repetitivas.

O cálculo da contribuição de cada elemento para a carga nodal consistente, referente ao peso próprio, é realizado a partir da expressão:

$$R_B = \int_V H^T \cdot f^B \cdot dV \quad (4.1)$$

Nesta expressão “ f^B ” representa a força gravitacional por unidade de volume, que é o peso específico do concreto. “ H ” é o vetor das funções de interpolação, cujos termos são dados mediante expressões que constam amplamente em títulos tradicionais da literatura científica envolvendo a abordagem do método dos elementos finitos.

O programa utiliza-se da formulação isoparamétrica cujo fundamento é expressar os deslocamentos dos pontos localizados no interior do elemento de maneira análoga à definição das coordenadas desses pontos. Cada um desses parâmetros é obtido a partir de combinações lineares das coordenadas e deslocamentos dos pontos nodais incidentes no elemento, utilizando-se para ambos os casos as mesmas funções de interpolação. Diante de tal filosofia, as coordenadas “ x ” e “ y ” de um ponto qualquer de um elemento, são dadas mediante a equação:

$$x = \sum_{i=1}^n h_i x_i \quad \text{e} \quad y = \sum_{i=1}^n h_i y_i \quad (4.2)$$

“ x_i ” e “ y_i ” são as coordenadas cartesianas, e, “ h_i ” as funções de interpolação referentes a cada um dos pontos nodais que incidem no elemento. Tais funções, também conhecidas como funções de forma, são definidas em termos das coordenadas do sistema local vinculado ao elemento. De maneira análoga, os deslocamentos nas direções “ x ” e “ y ” no interior de um elemento são dados por:

$$u = \sum_{i=1}^n h_i u_i \quad \text{e} \quad v = \sum_{i=1}^n h_i v_i \quad (4.3)$$

Os parâmetros “ u_i ” e “ v_i ” são os deslocamentos dos pontos nodais do elemento, nas direções “ x ” e “ y ”, respectivamente.

A matriz geométrica para elemento unidimensional apresenta-se conforme:

$$B = \frac{1}{J} \left[\begin{array}{ccc} \frac{1}{2}(-1+2r) & \frac{1}{2}(1+2r) & -2r \end{array} \right] \quad (4.4)$$

onde “ r ” é a variável referente á coordenada dos pontos nodais no sistema de referência local e “ J ” é a matriz jacobiana, representada sob a forma:

$$J = \begin{bmatrix} \frac{1}{2}(-1+2r) & \frac{1}{2}(1+2r) & -2r \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \end{Bmatrix} \quad (4.5)$$

para a qual “ x_1 ”, “ x_2 ” e “ x_3 ” são as coordenadas dos três pontos nodais na direção do eixo do elemento no sistema global. Conforme já comentado no capítulo 3, o elemento unidimensional embora apresente dois graus de liberdade por ponto nodal, apenas aquele referente à sua direção axial é efetivo, pois, as barras não apresentam rigidez transversal. Por esse motivo é que a matriz “ B ” da equação 4.4 é de ordem (1×3) e não de ordem (2×3) .

Para elemento plano a matriz geométrica assume a forma:

$$B = \begin{bmatrix} h_{1,x} & 0 & h_{2,x} & 0 & \dots & h_{n,x} & 0 \\ 0 & h_{1,y} & 0 & h_{2,y} & \dots & 0 & h_{n,y} \\ h_{1,y} & h_{1,x} & h_{2,y} & h_{2,x} & \dots & h_{n,y} & h_{n,x} \end{bmatrix} \quad (4.6)$$

onde os termos “ $h_{i,x}$ ” e “ $h_{i,y}$ ” constituem as derivadas das funções de interpolação em relação às variáveis “ x ” e “ y ”, respectivamente. Uma vez que as funções de interpolação são, originariamente, escritas em função das variáveis “ r ” e “ s ”, referentes às coordenadas dos pontos no sistema local, faz-se necessário recorrer à regra da cadeia para realização das operações de derivação que resultam nos termos da matriz geométrica, apresentados na equação 4.6. Desta forma, as derivadas “ $h_{i,x}$ ” e “ $h_{i,y}$ ” devem ser obtidas a partir da operação:

$$\begin{bmatrix} h_{i,x} \\ h_{i,y} \end{bmatrix} = J^{-1} \begin{bmatrix} h_{i,r} \\ h_{i,s} \end{bmatrix} \quad (4.7)$$

onde cada um dos pares “ $h_{i,r}$ ” e “ $h_{i,s}$ ” representam as derivadas das funções de forma em relação às coordenadas naturais “ r ” e “ s ” no sistema local, e, “ J ” é a matriz jacobiana, definida analiticamente mediante por:

$$J = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial r} & \frac{\partial y}{\partial r} \\ \frac{\partial x}{\partial s} & \frac{\partial y}{\partial s} \end{bmatrix} \quad (4.8)$$

4.2.4. Terceira etapa (sub-módulo II)

Neste estágio é realizada a análise tensão-deformação propriamente dita, referente à ação do peso próprio e da sobrecarga. Sobre os incrementos da sobrecarga são realizadas iterações para determinação da configuração de equilíbrio. Em cada uma das iterações que se sucedem são determinadas as matrizes de rigidez dos elementos com as quais é realizada a montagem da matriz de rigidez global. Na sequência, o programa resolve o sistema de *equações canônicas ou de compatibilidade cinemática*, obtendo-se assim os deslocamentos dos pontos nodais, e, por conseguinte, as deformações e as tensões nos pontos de integração dos elementos.

Em sua sistemática de resolução, a determinado incremento de carga “**dP**” (Figura 4.2. – a), associa-se um incremento de deformações “**dε**” e de tensões “**dσ**”. A aplicação do incremento de carga “**dP**” é representada graficamente no diagrama tensão-deformação, por plano principal, pelo seguimento de curva **A'B'**, indicado na (Figura 4.2. – b). Ao seguimento de curva **A'B'** está associada a corda **A'B'** cuja inclinação representa o módulo de deformação que é usado para a definição da matriz constitutiva, pautada no módulo de deformação cordal. O termo “módulo de deformação cordal” é utilizado no texto da norma de projeto de estruturas de concreto, a NBR 6118-2007.

Em cada um dos incrementos de carga será calculado o vetor deslocamento preditor “**du_p**” (Figura 4.2. – a), utilizando-se como matriz característica a matriz de rigidez do incremento anterior, definida a partir da inclinação do seguimento **O'A'**, que uma vez extrapolado define o seguimento **A'C₁'**, (Figura 4.2. – b).

O equilíbrio é obtido a partir da correção do deslocamento preditor, utilizando-se procedimento iterativo. Em tal procedimento, a partir de “**du_p**” (Figura 4.2. – a), obtém-se a deformação incremental associada “**dε_p**” (Figura 4.2. – b), e, atualiza-se

a deformação total e a matriz constitutiva dos elementos. A partir da utilização da matriz constitutiva atualizada, calcula-se um novo deslocamento incremental “ du_2 ” (Figura 4.2. – a), e sua deformação correspondente “ $d\epsilon_2$ ” (Figura 4.2. – b). Atualiza-se novamente a deformação acumulada e a matriz constitutiva, e em seguida calculam-se os incrementos de deslocamentos e deformações “ du_3 ” e “ $d\epsilon_3$ ”. Tal procedimento é repetido até que a sequência de pontos “ C_1 ”, “ C_2 ”, “ C_3 ”, . . . culmine em um ponto “ C_i ” próximo do ponto “ B ” (Figura 4.2. – a), o suficiente para que seja atendida a tolerância pré-estabelecida.

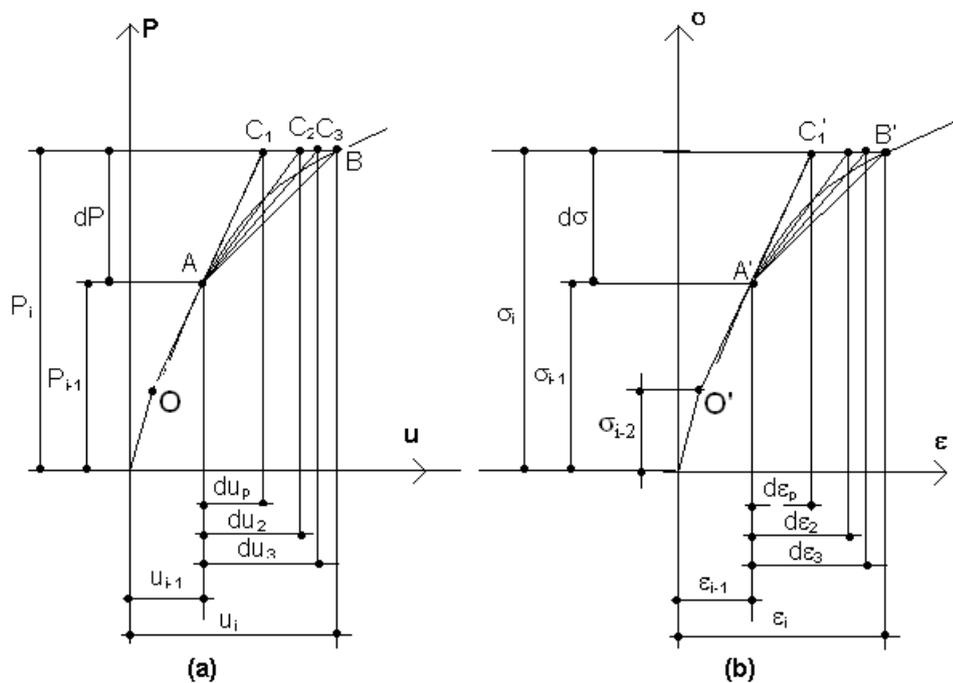


Figura 4.2. – Diagramas: (a) Carga–deslocamento; (b) Tensão–deformação

Para cada um dos pontos de integração a matriz constitutiva é calculada a partir das relações constitutivas adotadas, aplicadas a cada uma das direções principais. A contribuição de cada ponto de integração dos elementos para cada termo da matriz de rigidez é calculada e utilizada para a montagem da matriz de rigidez global segundo a forma triangular superior.

A matriz de rigidez correspondente aos graus de liberdade locais de cada elemento é obtida a partir da expressão:

$$k = \int_V B^T . D . B . dV \quad (4.9)$$

onde “**D**” é matriz constitutiva por ponto de integração. Seu cálculo é realizado a partir das deformações nos planos principais “**ε₁₂**” as quais são obtidas mediante:

$$\varepsilon_{12} = T_e \cdot \varepsilon_{xy} \quad (4.10)$$

onde “**ε_{xy}**” é o vetor das deformações no plano “**xy**” e “**T_e**” é a matriz de transformação dada por:

$$T_e = \begin{bmatrix} c^2 & s^2 & c.s \\ s^2 & c^2 & -c.s \\ -2.c.s & 2.c.s & c^2 - s^2 \end{bmatrix} \quad (4.11)$$

onde “**c**” e “**s**” são o cosseno e o seno do ângulo formado entre os eixos “**x**” e “**y**” e os eixos normais aos planos principais. Se “**D₁₂**” é a matriz constitutiva referida aos planos principais, a matriz constitutiva no plano “**xy**” é dada por:

$$D = T_e^T D_{12} T_e \quad (4.12)$$

A montagem da matriz de rigidez global da estrutura é realizada a partir da relação:

$$K = \sum_{i=1}^n K^i \quad (4.13)$$

onde “**Kⁱ**” é a matriz de rigidez referente a cada um dos elementos “**i**”, também denominada “matriz de rigidez local”.

Na realidade, as matrizes de rigidez dos elementos são de mesma ordem da matriz de rigidez global. Entretanto, como o domínio do problema, em geral, é formado por mais de um elemento, a quantidade de pontos nodais por elemento é inferior ao total de pontos nodais da malha de elementos finitos. Uma vez que os elementos da matriz de rigidez local “**Kⁱ**” são apenas aqueles correspondentes aos graus de liberdade ativos que incidem no elemento finito considerado, torna-se necessário armazenar apenas a matriz de rigidez reduzida do elemento, juntamente com uma matriz de incidências nodais.

O programa realiza o cálculo das deformações em todas as iterações de cada um dos incrementos de carga mediante a equação:

$$d\varepsilon = B.du \quad (4.14)$$

onde “**du**” é o vetor incremento de deslocamentos dos pontos nodais conectados ao elemento considerado.

O cálculo das deformações acumuladas é realizado através da expressão:

$$\varepsilon = \varepsilon + d\varepsilon \quad (4.15)$$

Na aceção dos algoritmos estruturados tal operação significa que, ao conteúdo armazenado no espaço de memória destinado à variável “ ε ”, representando as deformações, está sendo somado o incremento de deformações “ $d\varepsilon$ ”, e, o resultado armazenado no mesmo espaço de memória.

Na sequência são calculados e impressos os deslocamentos totais acumulados e as tensões solicitantes ao fim de cada incremento de carga.

4.2.5. Quarta etapa (sub-módulo III)

Para a realização da análise referente aos efeitos reológicos, o domínio do tempo deve ser discretizado, conforme critério racional baseado, sobretudo, na qualidade e propriedade dos resultados. Com o objetivo voltado para o refinamento da precisão, cada um dos intervalos assim definidos, é subdividido em incrementos de tempo.

Para cada incremento de tempo são determinadas as deformações incrementais referentes ao efeito reológico em análise, a partir dos modelos adotados para tal fim, Capítulo 3. As matrizes constitutivas são então determinadas com base no campo de deformações elastoplásticas, assim definidas como aquelas deformações que efetivamente produzem variações de tensões. Observa-se que, em um elemento estrutural externa, e, internamente isostático, as deformações impostas são livres de modo que não geram variação de tensões. Em elementos de elevadíssimo grau de hiperestaticidade, por outro lado, toda e qualquer deformação imposta à estrutura induz variação de tensões. No caso de elementos

intermediários, por sua vez, as deformações impostas podem ser desmembradas em duas parcelas. Uma parcela de deformações livres e outra de deformações elastoplásticas.

As matrizes de rigidez dos elementos são calculadas, e, em seguida, reunidas adequadamente resultando assim na matriz de rigidez global, a qual constitui a matriz característica para o cálculo do vetor deslocamento global. Assim, o campo de deformações é definido, e, por fim, o campo de tensões ao fim de cada incremento de deformação reológica.

Os carregamentos nodais consistentes referentes às deformações por efeitos reológicos são calculados conforme Cook et al (1989), mediante a expressão:

$$\Delta P_e = \int_{V_e} B^T . D . \Delta \varepsilon_{reol} . dV \quad (4.16)$$

onde “ $\Delta \varepsilon_{reol}$ ” é a deformação devida ao efeito reológico considerado.

A seguir, este estágio obedece estrutura lógica idêntica àquela adotada para a análise estrutural envolvendo a solicitação do carregamento externo. Entretanto, para fins de atualização da matriz constitutiva, é necessário destacar a parcela elastoplástica das deformações. Se “ $\Delta \varepsilon$ ” são as deformações obtidas a partir do incremento de carga “ ΔP_e ”, as deformações elastoplásticas correspondentes, serão dadas por:

$$\Delta \varepsilon^{ep} = \Delta \varepsilon_{reol} - \Delta \varepsilon \quad (4.17)$$

Uma vez que o processamento da quarta etapa do programa apresenta estrutura lógica idêntica àquela do sub-módulo II, para o desfecho do procedimento aplica-se o mesmo teor descritivo referente àquele sub-módulo.

4.2.6. Etapa final

Nesta etapa é realizada a preparação dos resultados obtidos para armazenamento nos arquivos diretores apropriados referentes ao pós-processamento desses resultados para elaboração de imagens em saída gráfica.

Os pós-processadores gráficos utilizados foram o **NLPOS** desenvolvido por Pitangueira e Parente Jr (1997), aplicado ao traçado dos campos de deslocamentos e o **PROJECT1** desenvolvido por Silva e Madureira (2013), empregado para o traçado dos campos de tensões. Esses aplicativos foram desenvolvidos em linguagem de programação “**C++**”.

4.2.7. Considerações complementares

Os resultados obtidos a partir da utilização do código computacional são impressos em arquivo neutro denominado “**ACNBIOUT**”. Em face da abrangência de informações constantes no referido arquivo, sua utilização direta para suporte da análise numérica, específica e efetivamente, praticada nos trabalhos referentes a esta dissertação, é grandemente dificultada, de modo que lhe é resguardada a serventia, exclusivamente, para o propósito de documentação dos trabalhos, e, para o apoio de auditoria mais ampla.

Para instrumentar as tarefas de análise numérica, o código computacional contempla, especialmente, o gerenciamento destinado a seleção de resultados específicos de deslocamentos, tensões e deformações, em pontos particulares, com sumário de valores impresso em arquivo neutro denominado “**REDESTEN**”.

4.3. Validação do código computacional

Com vistas à aferição da eficiência do programa procedeu-se à comparação de seus resultados com os valores correspondentes obtidos através de algoritmo simplificado, elaborado com base nos postulados da Mecânica dos Sólidos.

O modelo simplificado é aplicado ao pilar da Figura 4.3, cujo eixo longitudinal que na verdade está orientado na direção vertical, está representado rotacionado de um ângulo de 90°. Na concepção do modelo, considera-se, sobretudo, a validade da hipótese de Bernoulli segundo a qual as seções inicialmente planas assim permanecem no decorrer do estágio de carregamento e após ter sido atingida a configuração de equilíbrio para a carga final. Neste trabalho, particularmente, tal hipótese é considerada válida, inclusive, durante o processo deformacional

decorrente do efeito expansivo devido à Reação Álcali-Agregado. Este padrão de modelagem permite simular o elemento, idealmente, como se fosse uma barra engastada e livre, haste AB da Figura 4.3, onde é aplicada uma carga axial “P”, caracterizando-se, assim, o estado uniaxial de tensões.

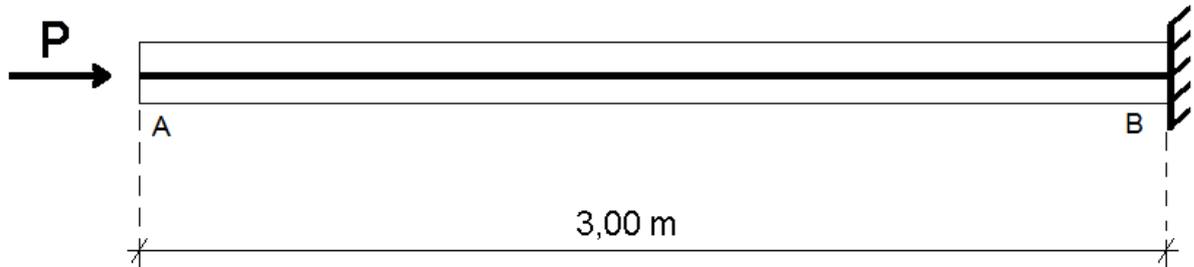


Figura 4.3. – Elemento engastado e livre

Para a modelagem do comportamento do concreto, na versão simplificada, foi adotada a relação constitutiva proposta por Hognestad (1951), na forma:

$$\sigma = E_c \left(1 - \frac{l}{\varepsilon_p} \varepsilon \right) \varepsilon \quad (4.18)$$

para a qual “ E_c ” representa o módulo de deformação na origem do concreto; “ σ ” é a tensão solicitante; “ ε ” é a deformação correspondente; e, “ ε_p ” representa a deformação associada à solicitação de pico, sendo dada por:

$$\varepsilon_p = \frac{2\sigma_p}{E_c} \quad (4.19)$$

onde “ σ_p ” é a tensão de pico do concreto em compressão.

Para efeito de cálculo das deformações por RAA, o modelo considera, sobretudo, o concreto armado como se fosse material homogêneo, corrigindo-as, na sequência de cálculo para levar em conta o efeito da armadura de aço, resultando a expressões:

$$\varepsilon_{RAA,corr} = \frac{E_c A_c}{E_c A_c + E_s A_s} \varepsilon_{RAA} \quad (4.20)$$

onde “ $\varepsilon_{RAA,corr}$ ” é a deformação corrigida considerando o efeito da armadura, “ $E_c A_c$ ” e “ $E_s A_s$ ” representam as rigidezes axiais do corpo sólido de concreto e das barras

da armadura de aço, respectivamente, e, “ ϵ_{RAA} ” é a deformação por RAA obtida a partir da formulação apresentada no capítulo 3 deste trabalho.

Ao fim de cada incremento de carga e de cada um dos instantes de tempo considerados, os deslocamentos são obtidos mediante a equação:

$$u = \epsilon.L \quad (4.21)$$

O pilar objeto de análise para fins desta validação apresenta seção transversal retangular com dimensões de 20 cm x 40 cm, e, comprimento igual a 3,00 m (Figura 4.4), moldado em concreto C 20, de módulo de deformação igual a 21300 MPa e coeficiente de Poisson de 0,17. O elemento estrutural assim definido será armado mediante seis barras de aço CA-50, e, portanto, de tensão de escoamento característica de 500 MPa, e, módulo de elasticidade de 210 GPa. As barras apresentam diâmetro igual a 10 mm, de modo que em seu conjunto, resulta área total de aço de 4,80 cm².

Para a análise do pilar em estado plano de tensões, a partir do emprego do código computacional objeto de validação, o domínio do problema (Figura 4.4), é representado por uma área de formato retangular contida no plano “xy”, com dimensões de 3,00 m e 0,40 m, segundo as direções “x” e “y”, respectivamente. O corpo sólido de concreto foi simulado mediante elementos planos de formato quadrado do tipo “Q8”, enquanto as barras da armadura de aço foram representadas a partir de elementos unidimensionais do tipo “L3”, ambos de comprimento igual a 0,10 m, resultando em malha de elementos finitos constituída de 120 elementos planos e 30 elementos unidimensionais.

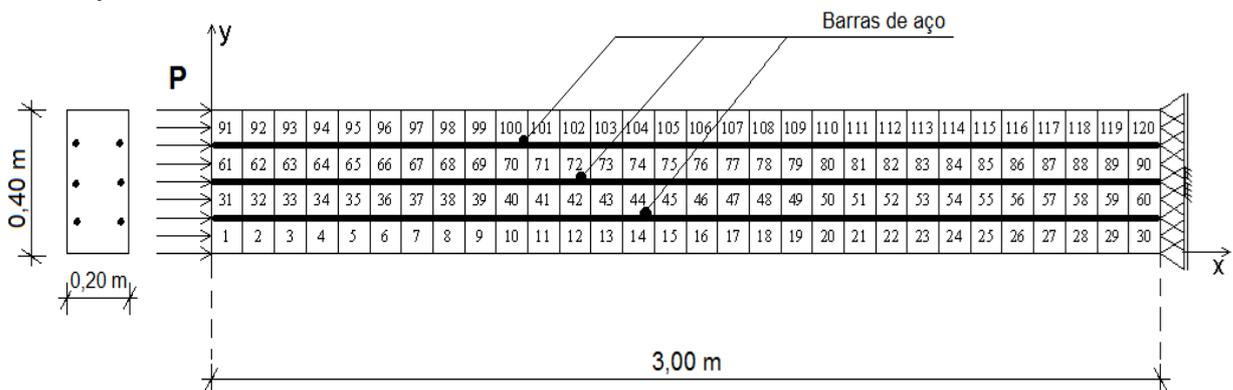


Figura 4.4. – Domínio do problema e malha de elementos finitos

Foram analisados três casos diferenciados entre si pela tensão solicitante na massa do concreto, conforme a Tabela 4.1.

Tabela 4.1. – Casos de análise

Casos	Tensão (MPa)
A	2,0
B	4,0
C	6,0

Em todos os casos analisados quando se manifestaram as deformações por RAA, deflagraram-se alongamentos do pilar que evoluíram com o tempo conforme as curvas da Figura 4.5, estabilizando-se aos 8000 dias de idade do concreto. Para o caso A, especificamente, os deslocamentos finais podem ser representados pelo campo ilustrado na Figura 4.6.

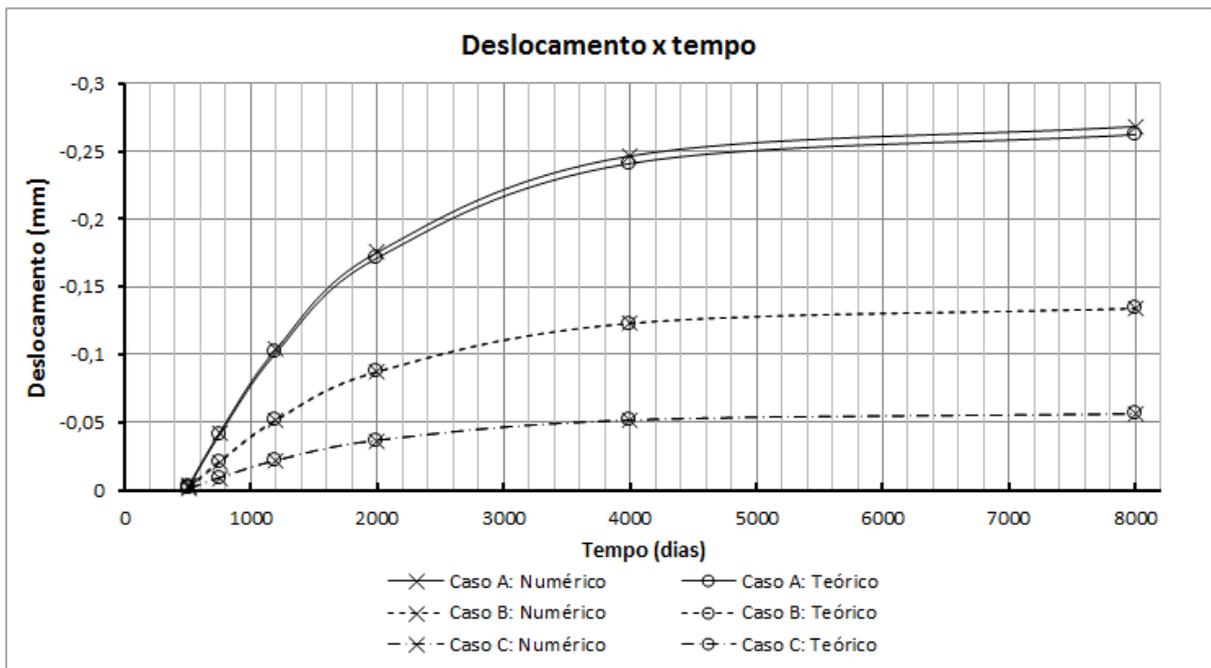


Figura 4.5. – Diagramas deslocamento x tempo

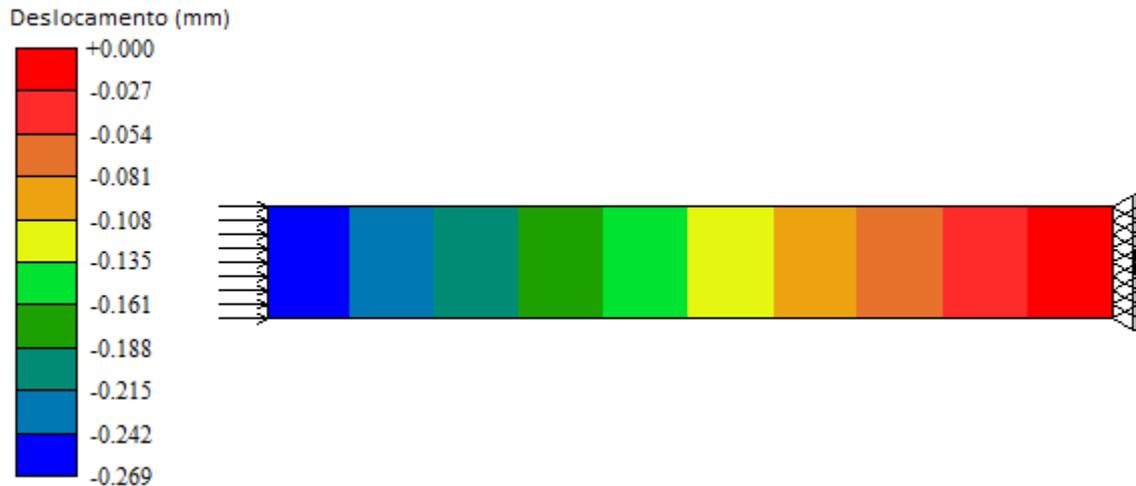


Figura 4.6. – Campo de deslocamentos na direção “x” para 8000 dias, para o caso A

As tensões, por sua vez, mantiveram-se praticamente constantes, como pode ser constatado a partir do exame da Figura 4.7, e, conforme indicado pelo campo da Figura 4.8, apresentaram distribuição uniforme ao longo da massa sólida de concreto, o que atesta a propriedade da modelagem simplificada.

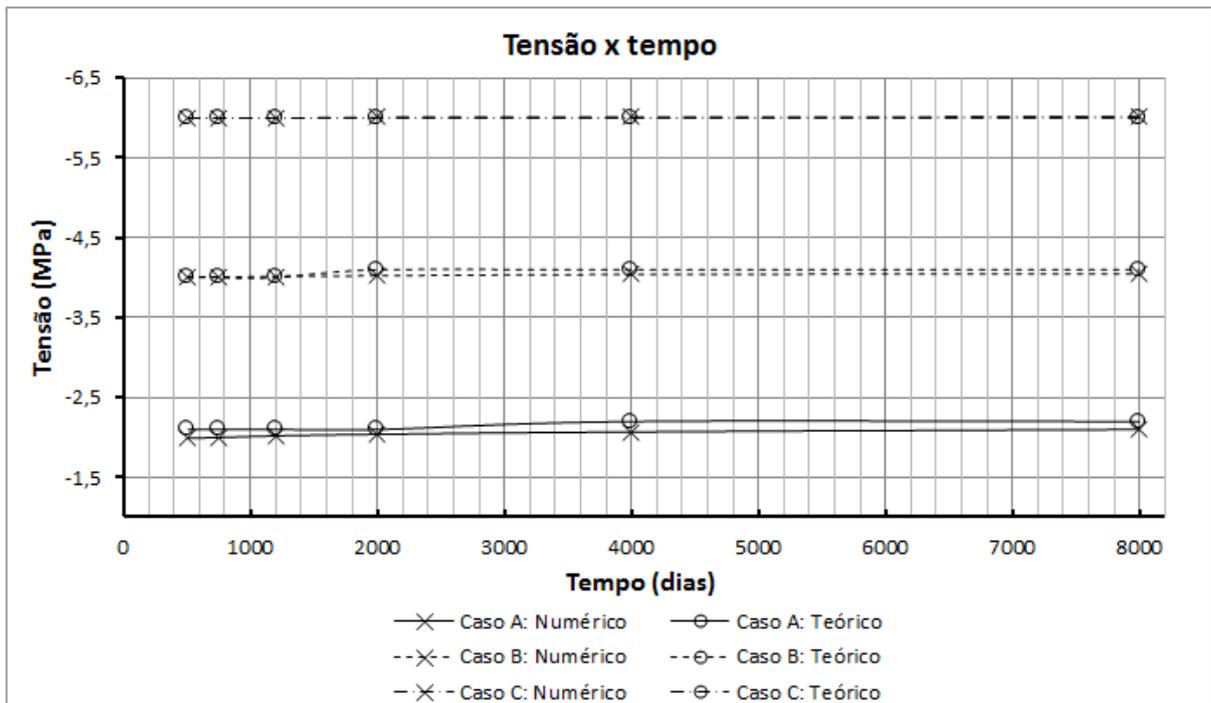


Figura 4.7. – Diagramas tensão x tempo



Figura 4.8. – Campo de tensões na direção “x” aos 8000 dias para o caso A

Analisando-se as curvas das Figuras 4.5 e 4.7 pode-se constatar a boa concordância entre os resultados obtidos a partir do código computacional e aqueles gerados mediante o algoritmo simplificado. Tal realidade é confirmada quando se examina as Tabelas 4.2, 4.3 e 4.4, de forma mais acurada. Observa-se que as maiores diferenças entre os deslocamentos foram registradas para o caso A, que se refere à menor tensão solicitante e por consequência menor confinamento da massa do concreto.

As diferenças constatadas entre os resultados do modelo simplificado e aqueles obtidos mediante o programa em elementos finitos, pode ser atribuído ao fato de, em consequência da hipótese de Bernoulli adotada no modelo simplificado, os deslocamentos de todos os pontos de uma seção transversal serem iguais, ao passo que, para o elemento analisado a partir do código computacional objeto de validação, as seções serem livres para se encurvarem. Observa-se, inclusive, que nos trechos situados na vizinhança das barras de armadura longitudinal, tem-se a mudança de rigidez das massas envolvidas, que é abstraída na modelagem simplificada.

Tabela 4.2. – Deslocamento ao longo do tempo para o caso "A"

Tempo (dias)	Caso A		
	Numérico (mm)	Teórico (mm)	Diferença (%)
510	0,000	0,000	0,00
750	-0,042	-0,040	5,00
1200	-0,104	-0,101	2,97
2000	-0,176	-0,171	2,36
4000	-0,247	-0,241	2,29
8000	-0,268	-0,262	2,26

Tabela 4.3. – Deslocamento ao longo do tempo para o caso "B"

Tempo (dias)	Caso B		
	Numérico (mm)	Teórico (mm)	Diferença (%)
510	0,000	0,000	0,00
750	-0,021	-0,021	0,00
1200	-0,052	-0,051	0,70
2000	-0,088	-0,087	0,59
4000	-0,123	-0,123	0,56
8000	-0,134	-0,134	0,55

Tabela 4.4. – Deslocamento ao longo do tempo para o caso "C"

Tempo (dias)	Caso C		
	Numérico (mm)	Teórico (mm)	Diferença (%)
510	0,000	0,000	0,00
750	-0,009	-0,009	0,10
1200	-0,022	-0,022	0,32
2000	-0,036	-0,037	0,40
4000	-0,051	-0,052	0,42
8000	-0,056	-0,056	0,43

CAPÍTULO 5

5. Modelos analisados

5.1. Introdução

Neste capítulo estão apresentados os modelos de estudo objeto da análise numérica do desempenho mecânico ao longo do tempo que será tratada no texto do capítulo 6 desta dissertação.

A análise será levada a efeito considerando-se como objetos de modelagem um pilar solicitado à compressão axial simples, um pilar parede e uma viga solicitada à flexão simples.

Os referidos elementos estruturais serão moldados em concreto C20 e armados com barras de aço CA-50. O módulo de deformação do concreto, conforme as recomendações da NBR 6118/2007, foi avaliado em 21300,0 MPa, enquanto o valor de seu coeficiente de Poisson foi estipulado em 0,17. O módulo de elasticidade e o limite de escoamento característico do aço foram fixados, respectivamente, em 210000,0 MPa e 500,0 MPa.

Para os elementos planos destinados à simulação da massa de concreto foi adotado o formato quadrado, e, para efeito de discretização do domínio do problema, foi considerada para ambos os tipos de elemento finito dimensão igual a 0,10 m.

Para a energia de ativação foi adotado o valor de $8500 \text{ m}^3\cdot\text{Pa}\cdot\text{mol}^{-1}$, conforme Ghanem *et al.* (2010), e, para o número de Avogadro foi utilizado o valor $6,02214129 \times 10^{23} \text{ mol}^{-1}$, que consta nos títulos tradicionais da termodinâmica.

Para fins de análise da evolução da deterioração do concreto com o tempo sob a ação da RAA, tomaram-se por base os resultados experimentais obtidos por Swamy e Al-Asali (1988), resultando para os fatores de intensidade da degradação do módulo de elasticidade, e , da resistência à compressão do concreto, respectivamente, $A_E = 0,3$ e $A_f = 0,4$.

Foi admitido, inclusive, que os modelos analisados foram solicitados mediante as respectivas cargas aos 28 dias de idade do concreto, contada a partir da data de sua usinagem.

5.2. Pilar sollicitado à compressão simples

Os modelos objeto de estudo, para este tipo de elemento estrutural, apresentam comprimento igual a 3,00 m e seção transversal de formato retangular com dimensões de 0,20 m x 0,40 m. São sollicitados à compressão simples mediante a ação de uma carga de direção axial, distribuída uniformemente na seção transversal do seu topo (Figura 5.1).

Para fins de representação geométrica do elemento estrutural, ora descrito, foi promovida rotação de 90° de seu eixo longitudinal que ficou, portanto, coincidindo com a direção horizontal no plano da página (direção “x”). O domínio do problema no plano “xy” ficou definido a partir de uma área com 3,00 m de comprimento na direção “x” e 0,40 m na direção “y” (Figura 5.1). Considerando-se as dimensões dos elementos finitos, definidas na seção 5.1, a malha de elementos finitos será constituída por 120 elementos planos e 90 elementos unidimensionais.

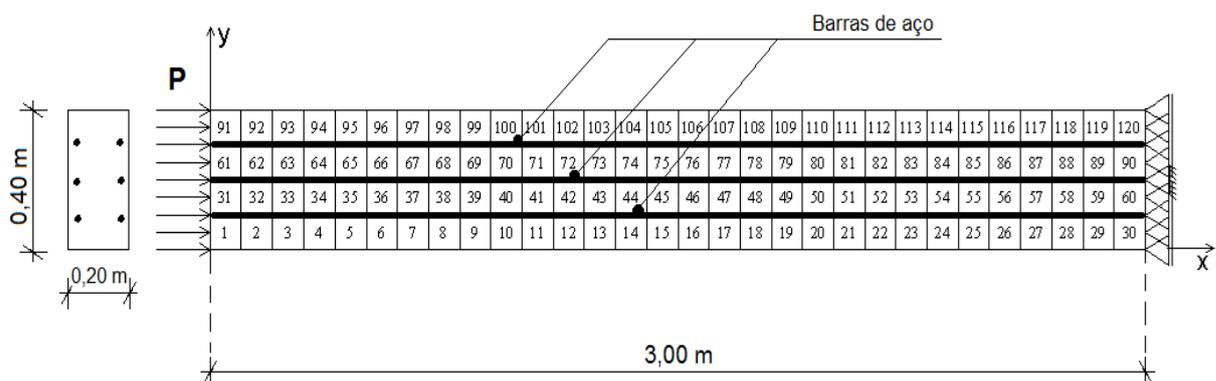


Figura 5.1. – Domínio do problema e malha de elementos finitos

Para efeito de estudo do modelo foram considerados vinte e sete casos diferenciados entre si pela temperatura a que estão submetidos, pela área da seção transversal da armadura longitudinal e pela intensidade da tensão solicitante, conforme discriminado na Tabela 5.1.

Tabela 5.1. – Modelos estudados

Caso	T (°C)	As(cm²)	σ (MPa)
1	20	3,00	2,00
2	20	3,00	4,00
3	20	3,00	6,00
4	20	4,80	2,00
5	20	4,80	4,00
6	20	4,80	6,00
7	20	7,50	2,00
8	20	7,50	4,00
9	20	7,50	6,00
10	50	3,00	2,00
11	50	3,00	4,00
12	50	3,00	6,00
13	50	4,80	2,00
14	50	4,80	4,00
15	50	4,80	6,00
16	50	7,50	2,00
17	50	7,50	4,00
18	50	7,50	6,00
19	100	3,00	2,00
20	100	3,00	4,00
21	100	3,00	6,00
22	100	4,80	2,00
23	100	4,80	4,00
24	100	4,80	6,00
25	100	7,50	2,00
26	100	7,50	4,00
27	100	7,50	6,00

5.3. Pilar parede

O pilar parede objeto de estudo desta seção apresenta altura igual a 3,00 m e seção transversal retangular de 1,60 m de largura e 0,20 m de espessura, e será

solicitado mediante uma carga uniformemente distribuída ao longo da área da seção transversal em seu topo (Figura 5.2).

Para fins de representação gráfica do elemento estrutural, assim como se deu para o caso dos pilares, foi promovida rotação de 90° de seu eixo longitudinal, que ficou coincidindo com a direção horizontal no plano da página (direção “x”). Aproveitando a simetria do problema, o seu domínio no plano “xy” foi definido conforme apresentado na Figura 5.2.

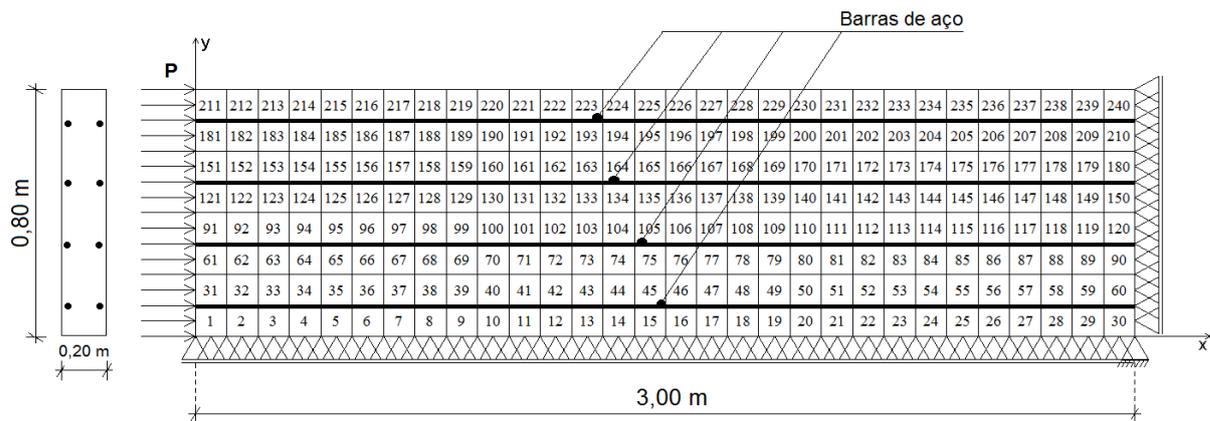


Figura 5.2. – Domínio do problema e malha de elementos finitos

Considerando-se a geometria dos elementos finitos, definida na seção 5.1, a malha de elementos finitos ficou constituída por 240 elementos planos e 120 elementos unidimensionais.

Para a análise do elemento estrutural, foram analisados vinte e sete casos diferenciados entre si pela temperatura a que estão submetidos, pela área da seção transversal da armadura longitudinal e pela intensidade da tensão solicitante, conforme apresentado na Tabela 5.2.

Tabela 5.2. – Modelos estudados

Caso	T (°C)	As (cm ²)	σ (MPa)
1	20	12,80	2,00
2	20	12,80	4,00
3	20	12,80	8,00
4	20	20,00	2,00
5	20	20,00	4,00
6	20	20,00	8,00
7	20	32,00	2,00
8	20	32,00	4,00
9	20	32,00	8,00
10	50	12,80	2,00
11	50	12,80	4,00
12	50	12,80	8,00
13	50	20,00	2,00
14	50	20,00	4,00
15	50	20,00	8,00
16	50	32,00	2,00
17	50	32,00	4,00
18	50	32,00	8,00
19	100	12,80	2,00
20	100	12,80	4,00
21	100	12,80	8,00
22	100	20,00	2,00
23	100	20,00	4,00
24	100	20,00	8,00
25	100	32,00	2,00
26	100	32,00	4,00
27	100	32,00	8,00

5.4. Viga biapoiada

Os modelos de vigas objeto de estudo nesta seção, apresentam comprimento igual a 6,00 m e seção transversal de formato retangular com largura de 0,20 m e altura igual a 0,60 m.

O elemento estrutural assim definido será solicitado mediante a ação combinada de seu peso próprio, e uma sobrecarga representada por uma ação

Tabela 5.3. – Modelos estudados

Caso	T (°C)	As (cm²)	σ (MPa)
1	20	3,20	0,00
2	20	3,20	4,00
3	20	3,20	8,00
4	20	5,00	0,00
5	20	5,00	4,00
6	20	5,00	8,00
7	20	8,00	0,00
8	20	8,00	4,00
9	20	8,00	8,00
10	50	3,20	0,00
11	50	3,20	4,00
12	50	3,20	8,00
13	50	5,00	0,00
14	50	5,00	4,00
15	50	5,00	8,00
16	50	8,00	0,00
17	50	8,00	4,00
18	50	8,00	8,00
19	100	3,20	0,00
20	100	3,20	4,00
21	100	3,20	8,00
22	100	5,00	0,00
23	100	5,00	4,00
24	100	5,00	8,00
25	100	8,00	0,00
26	100	8,00	4,00
27	100	8,00	8,00

CAPÍTULO 6

6. Simulação numérica

6.1. Introdução

Este capítulo se refere à apresentação e à análise dos resultados obtidos mediante a simulação numérica realizada sobre os modelos descritos no capítulo anterior.

Para cada um dos tipos de elemento estrutural selecionados foi analisada uma série de casos, diferenciados entre si pela temperatura a que eles estão submetidos, pela taxa de armadura de aço utilizada e pela tensão normal solicitante, esta última representada pela intensidade da carga que a produz. Este critério de trabalho foi proposto com vistas a avaliar a influência desses parâmetros no desempenho mecânico do elemento estrutural, cujo concreto de constituição está afetado pela patologia decorrente da RAA.

Para fins de indicativo da proximidade da ruína do concreto, foi adotado como parâmetro de referência neste trabalho, a razão entre a tensão solicitante e a respectiva tensão resistente. Este padrão de representação é largamente empregado em trabalhos científicos, e, em consonância com tal prática, neste capítulo será referenciada como Tensão Normalizada. A condição última referente à perda de integridade do material e, portanto, de sua capacidade para absorver e transmitir esforços é considerada iminente quando o valor de tal parâmetro se aproximar da unidade.

6.2. Pilar solicitado à compressão simples

6.2.1. Resultados obtidos

A partir da análise dos resultados obtidos constata-se que, para os casos “1”, “4”, “7”, “10”, “13”, “16”, “19”, “22” e “25”, que corresponde aos pilares submetidos a tensão de compressão na direção de seu eixo longitudinal, da ordem de 2,0 MPa, quando foi atingida a configuração de equilíbrio referente ao carregamento solicitante, os deslocamentos e as tensões apresentaram-se conforme os campos das Figuras 6.1 e 6.2, respectivamente, resultando em encurtamento da ordem de 0,30 mm para o elemento estrutural. Para os casos referentes à tensão de 4,0 MPa, o encurtamento foi da ordem de 0,61 mm, e, para aqueles cuja tensão foi fixada em 6,0 MPa, o encurtamento foi de, aproximadamente, 0,95 mm.

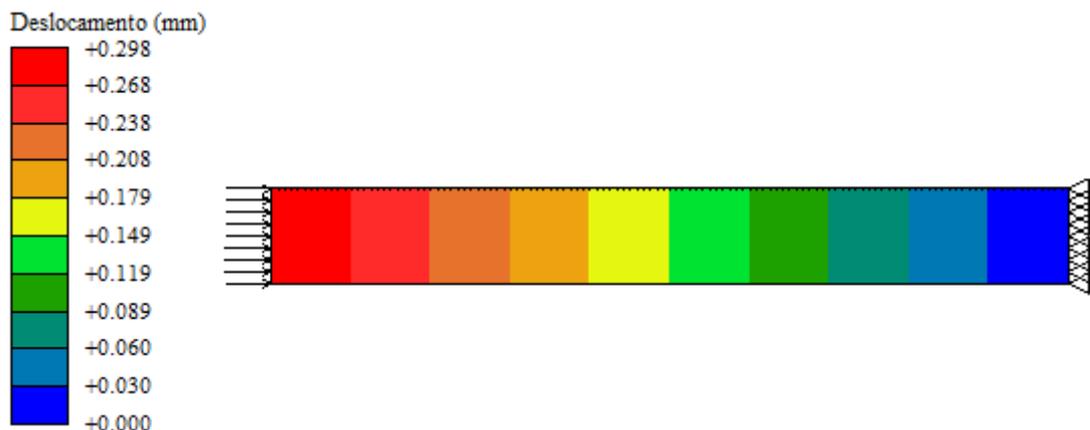


Figura 6.1. – Deslocamentos na direção "x" imediatos ao carregamento para o caso "1"



Figura 6.2. – Tensões na direção "x" imediatas ao carregamento para o caso "1"

Uma vez deflagrado o efeito expansivo da RAA na massa sólida de concreto, as colunas alongaram-se progressivamente em conformidade com as curvas da

Figura 6.3. Observa-se que em seu conjunto destacam-se três feixes distintos de linhas, cada um deles correspondente a um dos valores prescritos para a tensão solicitante, ressaltando-se que, para tensões de compressão de maior intensidade, as expansões por RAA assumiram magnitude menos significativas. Examinando-se as curvas em apreço, constata-se que as expansões, de um modo geral, estabilizaram-se aos 8000 dias de idade do concreto assumindo, nos casos “1”, “4”, “7”, “10”, “13”, “16”, “19”, “22” e “25”, o aspecto ilustrado no campo da Figura 6.4. Os alongamentos finais calculados foram da ordem de 0,27 mm, valor que representa 90% da contração experimental no instante imediato ao carregamento (Tabela 6.1).

Para os demais casos a resposta do elemento estrutural foi semelhante, diferindo nos valores obtidos para os parâmetros analisados (Tabela 6.1). Em se tratando dos modelos representados nos casos “2”, “5”, “8”, “11”, “14”, “17”, “20”, “23” e “26”, os alongamentos, aos 8000 dias de idade do concreto, foram da ordem de 0,13 mm, atingindo, portanto, 21% da contração imediata ao carregamento. Para os demais modelos as expansões por RAA foram pouco expressivas, atingindo em torno de 0,06 mm, e, portanto, com magnitudes inferiores a 6,4% da contração imediata ao carregamento.

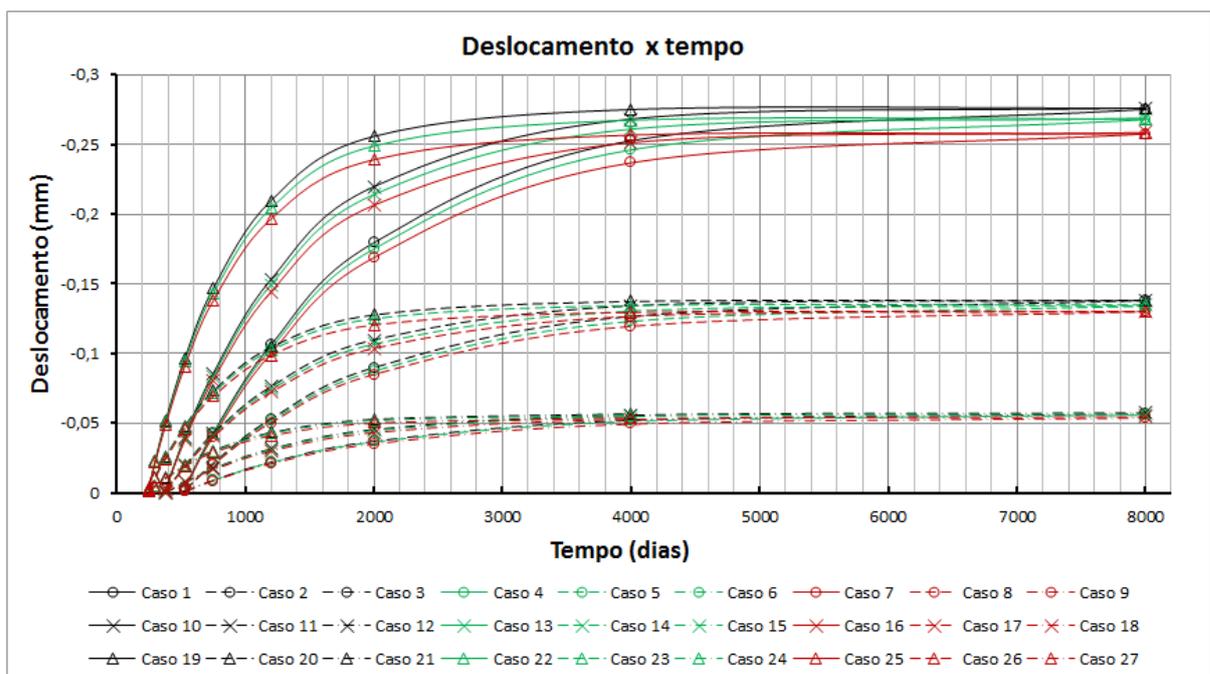


Figura 6.3. – Deslocamentos na direção "x" devidas à RAA

Tabela 6.1. – Resumo de deslocamentos e tensões para todos os casos de análise

Caso	Deslocamento (mm)		Tensão no concreto (MPa)		Tensão na Armadura (MPa)	
	Carregamento	RAA	Carregamento	RAA	Carregamento	RAA
1	0,30	-0,28	-2,00	-2,06	-20,80	-1,52
2	0,61	-0,14	-4,00	-4,03	-42,85	-33,23
3	0,95	-0,06	-6,00	-6,01	-66,32	-62,36
4	0,30	-0,27	-2,00	-2,10	-20,83	-2,06
5	0,61	-0,13	-4,00	-4,05	-42,88	-33,52
6	0,94	-0,06	-6,00	-6,02	-66,33	-62,47
7	0,30	-0,26	-2,00	-2,16	-20,88	-2,82
8	0,61	-0,13	-4,00	-4,08	-42,84	-33,80
9	0,94	-0,05	-6,00	-6,03	-66,34	-62,63
10	0,30	-0,28	-2,00	-2,07	-20,80	-1,45
11	0,61	-0,14	-4,00	-4,04	-42,90	-33,26
12	0,95	-0,06	-6,00	-6,02	-66,32	-62,34
13	0,30	-0,27	-2,00	-2,11	-20,83	-2,00
14	0,61	-0,13	-4,00	-4,06	-42,88	-33,48
15	0,94	-0,06	-6,00	-6,02	-66,33	-62,45
16	0,30	-0,26	-2,00	-2,16	-20,83	-2,70
17	0,61	-0,13	-4,00	-4,08	-42,84	-33,76
18	0,94	-0,05	-6,00	-6,04	-66,34	-62,62
19	0,30	-0,28	-2,00	-2,07	-20,80	-1,45
20	0,61	-0,14	-4,00	-4,04	-42,85	-33,19
21	0,95	-0,06	-6,00	-6,02	-66,32	-62,34
22	0,30	-0,27	-2,00	-2,11	-20,83	-2,02
23	0,61	-0,13	-4,00	-4,05	-42,83	-33,41
24	0,94	-0,06	-6,00	-6,02	-66,27	-62,39
25	0,30	-0,26	-2,00	-2,17	-20,88	-2,81
26	0,61	-0,13	-4,00	-4,08	-42,84	-33,77
27	0,94	-0,05	-6,00	-6,04	-66,34	-62,62

Verifica-se ainda que, para os casos de “1” a “9” para os quais a temperatura foi fixada em 20°C, os deslocamentos decorrentes da RAA só tiveram início aos 510 dias de idade do concreto. Para os casos de “9” a “18”, por sua vez, referentes à temperatura de 50°C, e de “19” a “27”, concernentes à temperatura de 100°C, o início se deu aos 370 dias e 240 dias, respectivamente (Figura 6.5).

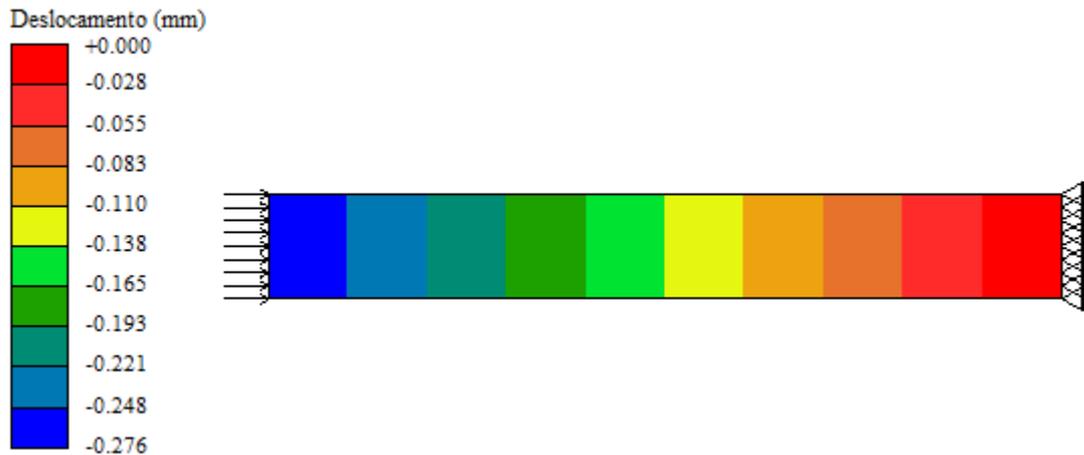


Figura 6.4. – Deslocamentos na direção "x" por RAA aos 8000 dias de idade para o caso "1"

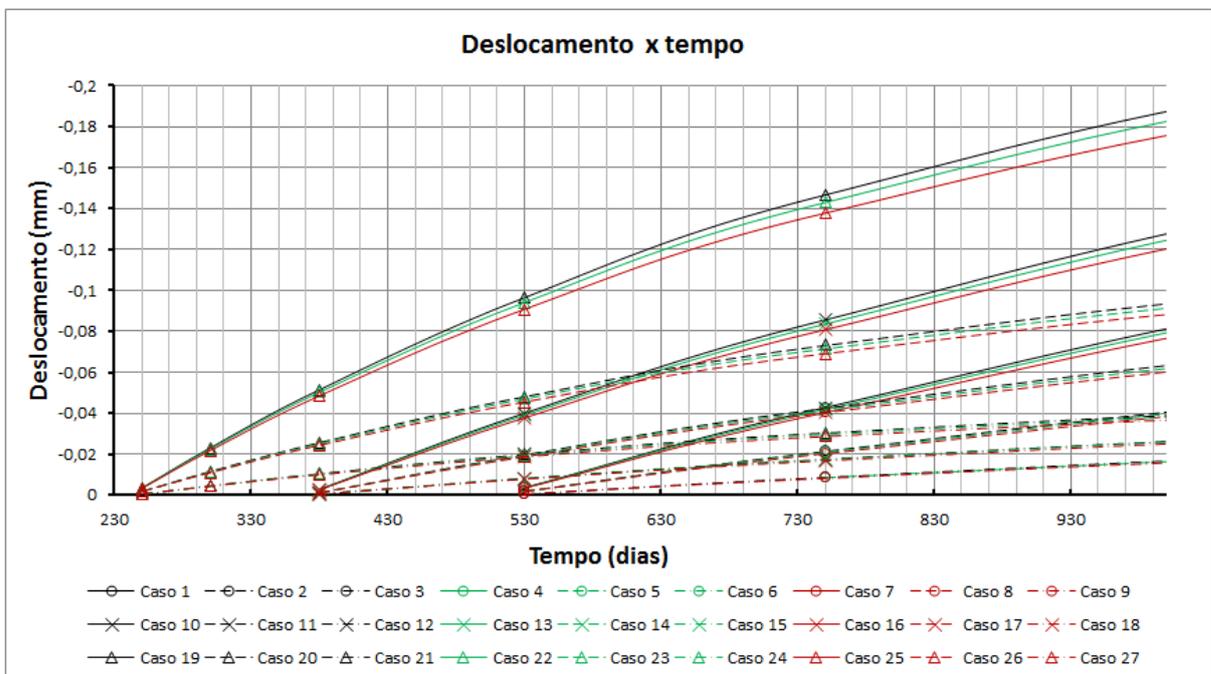


Figura 6.5. – Início dos deslocamentos na direção "x" devidas à RAA

Os resultados obtidos revelaram que as tensões normais na massa de concreto na direção axial do pilar, em decorrência do desenvolvimento da RAA, no transcorrer de 8000 dias, apresentaram variações de intensidade bastante discretas (Figura 6.6). Observa-se que para os casos referentes à tensão de 6,0 MPa, o acréscimo de tensões de tão tênue, torna-se imperceptível. Para os demais casos, constatou-se acréscimos de intensidade tanto menores quanto maior a intensidade da tensão solicitante.

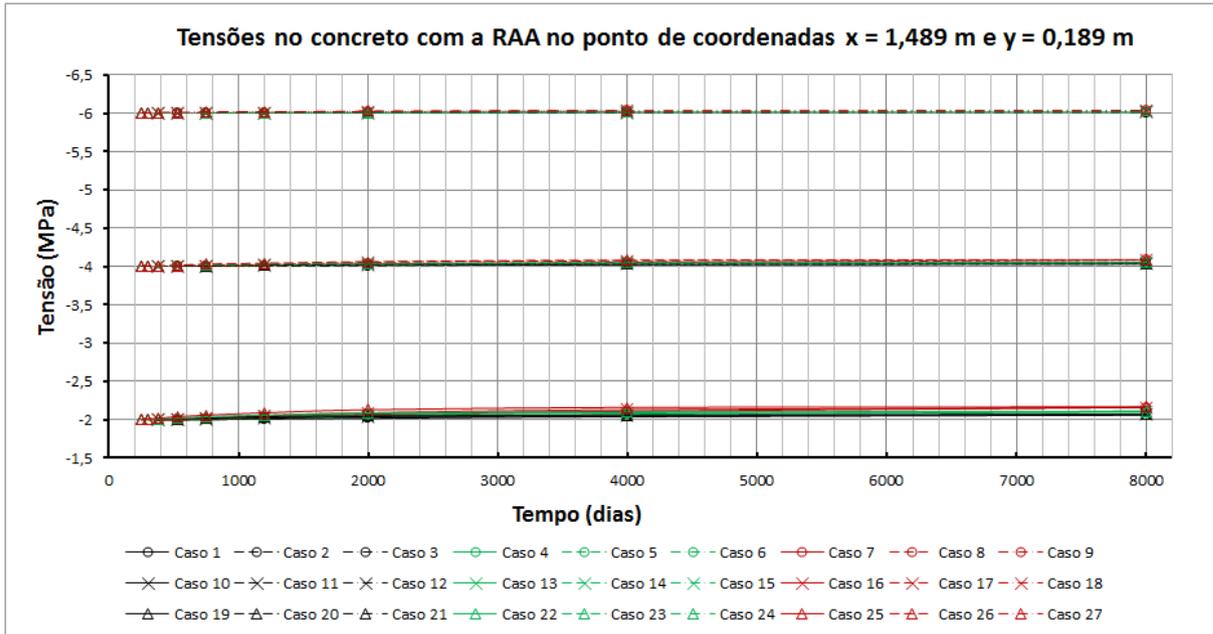


Figura 6.6. – Tensões no concreto na direção "x" devidas à RAA

Para os casos “7”, “8”, “9”, “16”, “17”, “18”, “25”, “26” e “27”, que se referem à maior taxa de armadura, os campos de tensões decorrentes da ação do carregamento apresentam perturbação discreta na vizinhança imediata da região de aplicação da carga solicitante (Figura 6.7). No entanto as expansões da massa de concreto em decorrência da RAA induziram a sua uniformização (Figura 6.8).



Figura 6.7. – Tensões na direção "x" imediatas ao carregamento para o caso 7

Examinando-se as curvas da Figura 6.9 observa-se que, para os casos “3”, “6”, “9”, “12”, “15”, “18”, “21”, “24” e “27”, que apresentaram os menores deslocamentos por RAA, as tensões na armadura mantiveram-se praticamente estáveis, no transcorrer de 8000 dias, com intensidade em torno de 64 MPa. Nos demais casos, em decorrência do efeito ora considerado, as tensões na armadura

apresentaram redução significativa. Para os casos “2”, “5”, “8”, “11”, “14”, “17”, “20”, “23” e “26” a redução verificada foi de 43 MPa para 33 MPa, e, para os casos “1”, “4”, “7”, “10”, “13”, “16”, “19”, “22” e “25” a redução foi de 20 MPa para 1,5 MPa.



Figura 6.8. – Tensões na direção "x" aos 8000 dias com a RAA para o caso 7

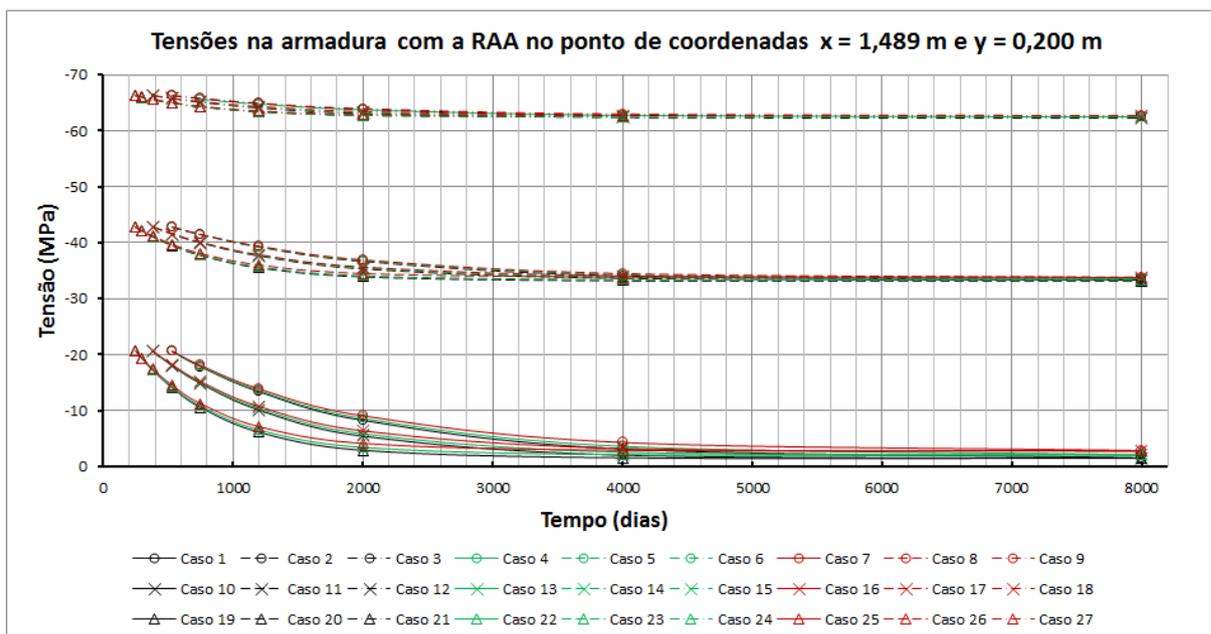


Figura 6.9. – Tensões na armadura na direção "x" devidas à RAA

Apesar do fato dos campos de tensões, na massa do concreto, apresentarem pouca variabilidade em decorrência das expansões por RAA, conforme relatado anteriormente, a ação deletéria da reação, promovendo o declínio da resistência do concreto, induziu variações significativas na Tensão Normalizada (Figura 6.10). Para os casos “1”, “4”, “7”, “10”, “13”, “16”, “19”, “22” e “25” o aumento registrado foi discreto perdurando, aos 8000 dias de idade do concreto, margem de segurança considerável. Para os casos “2”, “5”, “8”, “11”, “14”, “17”, “20”, “23” e “26” o acréscimo

foi de 0,20 para em torno de 0,67 aos 8000 dias de idade do concreto, perdurando uma margem de segurança em torno de 33%. Para os casos “3”, “6”, “9”, “12”, “15” e “18”, que apresentaram Tensão Normalizada ao início das expansões por RAA em torno de 0,30, tal parâmetro sofreu aumento para valor igual a 1,0, aos 8000 dias. Por outro lado, os casos “21”, “24” e “27” que, também apresentaram Tensão Normalizada ao início das expansões por RAA em torno de 0,30, tal parâmetro atingiu a unidade já aos 4000 dias, determinando uma condição de elevada probabilidade de ruína já a tal de idade do concreto.

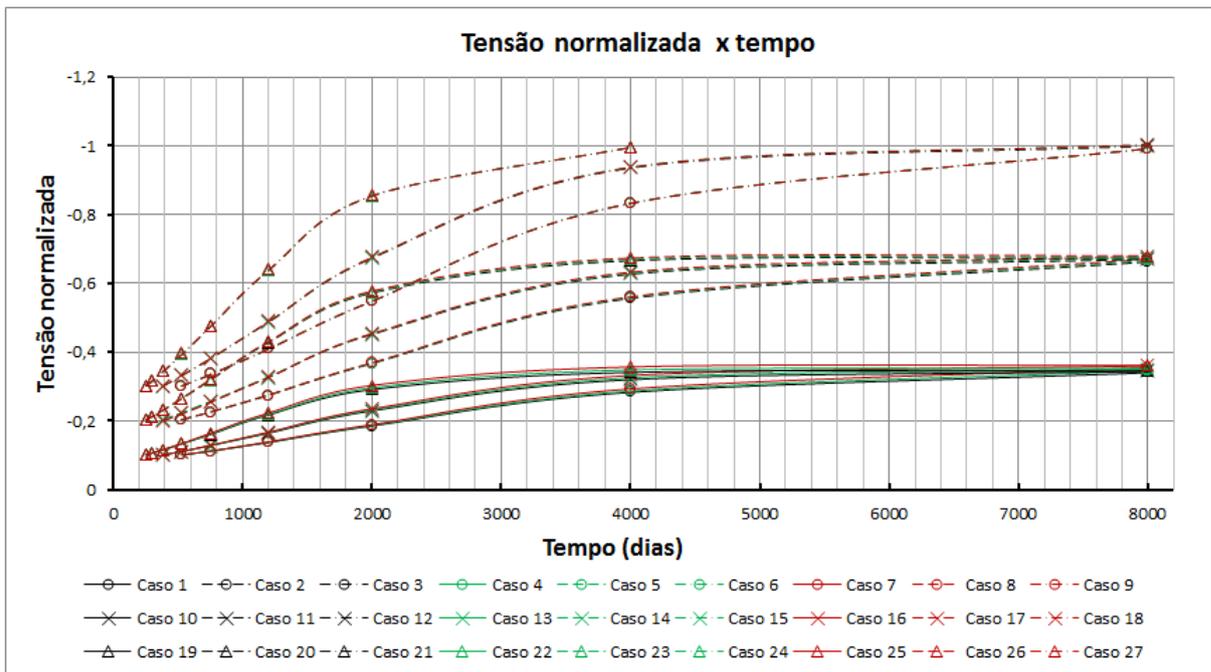


Figura 6.10. – Tensão normalizada com a RAA

Analisando-se os campos das Figuras 6.11 e 6.12, constata-se que, para o caso “6” não houve variação significativa de tensões na massa de concreto na direção “y”. Para os demais casos, foram verificados comportamentos semelhantes, entretanto com valores distintos. Para todos os casos estudados os valores de tensões mantiveram-se pouco significativos, na verdade, quase nulos.

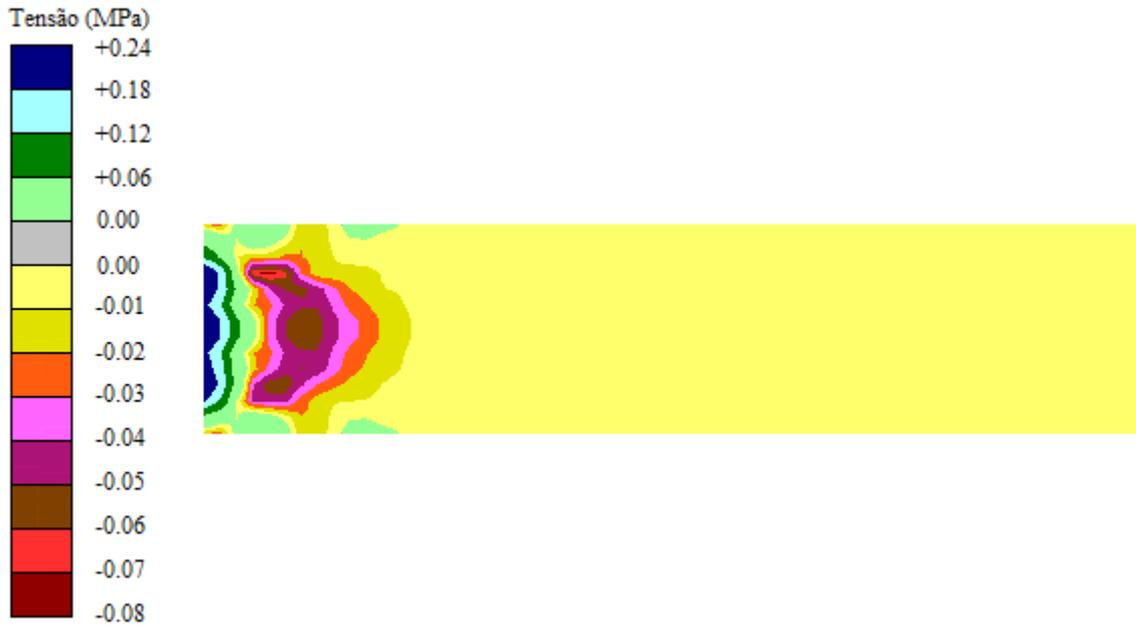


Figura 6.11. – Tensões na direção "y" imediatas ao carregamento para o caso 6

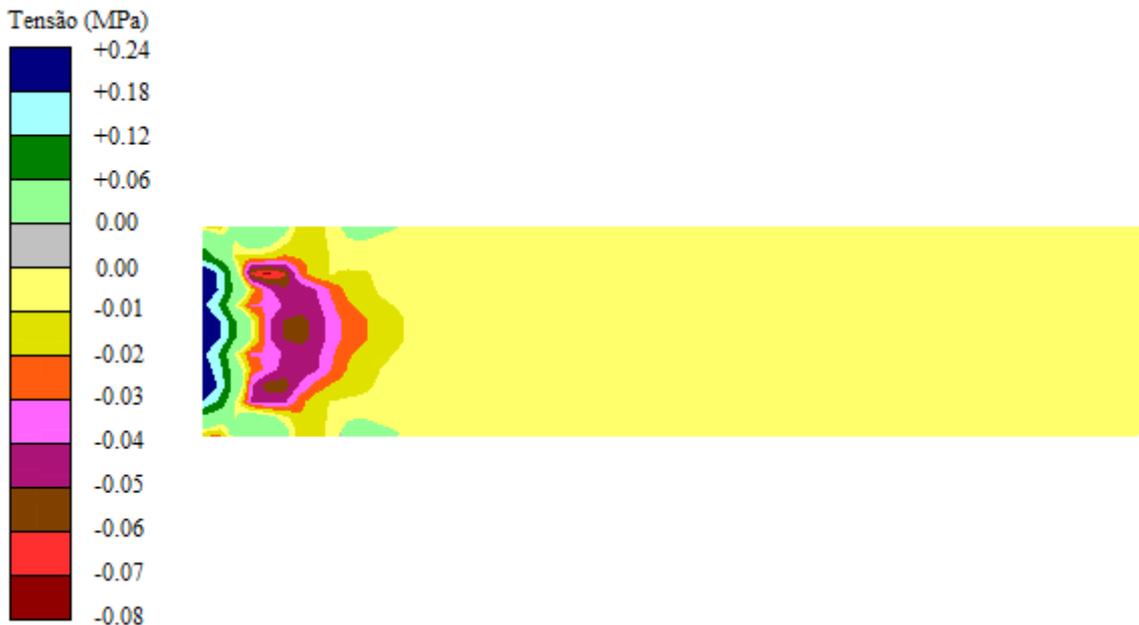


Figura 6.12. – Tensões na direção "y" aos 8000 dias com a RAA para o caso 6

6.2.2. Discussão dos resultados

Os resultados obtidos revelaram que os alongamentos induzidos pelo efeito expansivo da RAA aos modelos estruturais objeto de análise foram tanto menores quanto maior a intensidade da tensão normal solicitante de compressão, mostrando o seu efeito na contenção da expansão do concreto por RAA. Para os pilares dos casos "3", "6", "9", "12", "15", "18", "21", "24" e "27, em especial, as distensões

resultantes estabilizaram-se em valores pouco significativos, ao final do processo expansivo, com magnitude inferior a 0,06% da contração imediata ao carregamento. Este comportamento se deve ao fato de a intensidade das tensões solicitantes de compressão se aproximarem do patamar de 8,0 MPa, que conforme o critério próprio da modelagem do problema, corresponde à intensidade limite de tensões a partir da qual as expansões por RAA em sua direção são neutralizadas.

Para cada um dos nove casos, dos grupos de pilares “2”, “5”, “8”, “11”, “14”, “17”, “20”, “23” e “26”, referentes à tensão de compressão de 4,0 MPa, e, de pilares “1”, “4”, “7”, “10”, “13”, “16”, “19”, “22” e “25”, referentes à tensão de compressão de 2,0 MPa, os deslocamentos por RAA foram praticamente iguais. Esta tendência está em aparente contradição com o comportamento a princípio esperado, uma vez que para os casos de maior taxa de armadura, em se caracterizando o efeito de contenção exercido pelas barras de aço, os deslocamentos deveriam ser menores. No entanto, há de se considerar que armaduras passivas de taxas maiores atraem para si esforços normais mais elevados, resultando em tensões mais baixas para o concreto, favorecendo assim as deformações por RAA. Assim, as maiores deformações por RAA associadas às tensões de compressão no concreto de intensidades mais baixas, compensaram o efeito de contenção da armadura de aço que resultaria em alongamentos menores.

A ação deletéria da RAA sobre a massa do concreto foi evidente, quando se constata seu efeito em empobrecer o seu desempenho mecânico, uma vez que promoveu a redução da resistência do referido material. Este efeito assumiu destaque na medida em que, para os casos de maior tensão inicial, embora a tensão solicitante tenha apresentado pouca variabilidade, a tensão normalizada em relação à tensão de pico do material chegou a assumir valor igual à unidade, caracterizando condição de ruína iminente.

Ressalte-se que nos casos para os quais se prescreveu as temperaturas mais elevadas, as expansões por RAA foram desencadeadas em idades mais jovens do concreto, sem contar que a ruína do elemento estrutural foi antecipada. Tal realidade induz a necessidade de fixar diferente periodicidade para as intervenções corretivas, voltadas à preservação do bom desempenho mecânico do elemento estrutural, e até mesmo reduzir a previsão legal de sua vida útil. Por outro lado, indiferentemente da

temperatura, os deslocamentos por RAA estabilizaram-se em um mesmo valor final, corroborando a realidade de que o efeito catalisador da temperatura restringe-se à cinética da reação, e, em consequência exerce, exclusivamente, o efeito de acelerador das expansões da matriz de concreto.

O aumento de tensões mostrou-se muito discreto e resultou tanto menor quanto maior a intensidade de tensões, o que ocorre em razão destas últimas tornarem os deslocamentos menores.

Os pilares apresentaram campos de tensões na massa de concreto, na direção “x”, preponderantemente uniformes, em configuração que se aproxima do estado homogêneo de tensões, o que é devido ao fato de as taxas de armaduras praticadas terem sido insuficientes à efetivação da redistribuição de tensões. O padrão de distribuição de tensões ora relatado, não foi modificado, significativamente, pelas expansões devidas à RAA, em virtude de os deslocamentos resultantes apresentarem valores baixos. Deve-se destacar, entretanto, que nos casos de maior taxa de armadura, as expansões por RAA promoveram o abrandamento da perturbação dos campos de tensões que foi causada pelo carregamento na região de introdução da carga solicitante.

Apesar de, nos casos de maiores deslocamentos por RAA, seu efeito expansivo ter promovido variações de tensões nas barras da armadura de aço, tais transformações mostraram-se pouco relevantes, uma vez que desencadearam efeito de redução nas intensidades envolvidas que, por sinal, já se situavam em valores bem aquém do limite de escoamento do material.

6.3. Pilar parede

6.3.1. Resultados obtidos

A partir da análise dos resultados obtidos constata-se que, para os casos “1”, “4”, “7”, “10”, “13”, “16”, “19”, “22” e “25”, que corresponde aos pilares submetidos a tensão de compressão na direção de seu eixo longitudinal, da ordem de 2,0 MPa, quando foi atingida a configuração de equilíbrio referente ao carregamento

solicitante, os deslocamentos e as tensões apresentaram-se conforme os campos das Figuras 6.13 e 6.14, respectivamente. O encurtamento resultante para o elemento estrutural foi da ordem de 0,30 mm. Para os casos referentes à tensão de 4,0 MPa, o encurtamento foi da ordem de 0,60 mm, e, para aqueles cuja tensão foi fixada em 8,0 MPa, o encurtamento foi de, aproximadamente, 1,30 mm (Tabela 6.2).

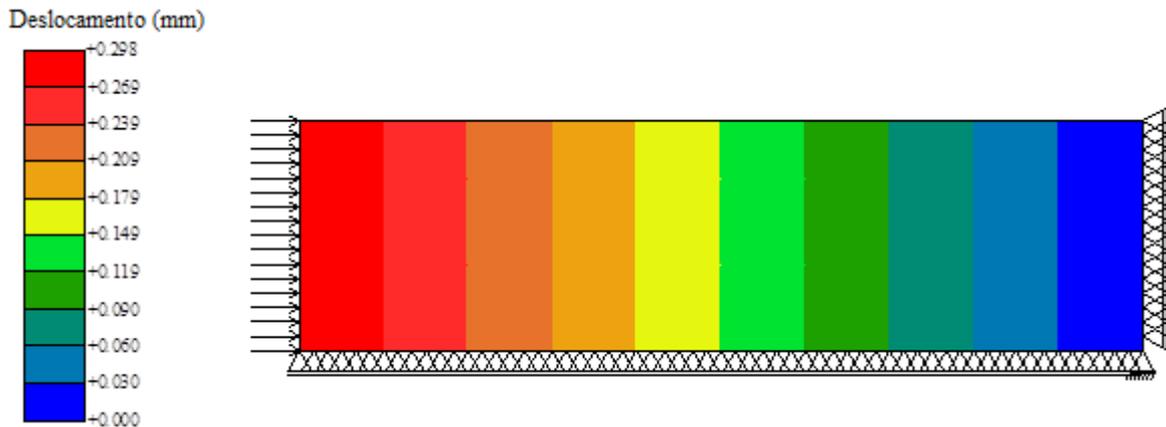


Figura 6.13. – Deslocamentos na direção "x" imediatos ao carregamento para o caso "1"



Figura 6.14. – Tensões na direção "x" imediatas ao carregamento para o caso "1"

Uma vez deflagrado o efeito expansivo da RAA na massa sólida de concreto, os pilares parede alongaram-se progressivamente conforme as curvas da Figura 6.15. Observa-se que, assim como se deu para os pilares, no presente caso resultaram três feixes distintos de linhas, podendo-se ressaltar que, para tensões de compressão de menor intensidade, as expansões por RAA assumiram magnitude maiores. Examinando-se as curvas em apreço constata-se que as expansões se estabilizaram aos 8000 dias de idade do concreto para os casos "1", "4", "7", "10", "13", "16", "19", "22" e "25", assumindo o aspecto ilustrado no campo da Figura 6.16. Os alongamentos finais calculados foram da ordem de 0,27 mm, valor que

representa 90% da contração experimentalada no instante imediato ao carregamento (Tabela 6.2).

Para os demais casos a resposta do elemento estrutural foi semelhante, diferindo nos valores obtidos para os parâmetros analisados (Tabela 6.2). Em se tratando dos modelos representados nos casos “2”, “5”, “8”, “11”, “14”, “17”, “20”, “23” e “26”, os alongamentos, aos 8000 dias de idade do concreto, foram da ordem de 0,13 mm, atingindo, portanto, 21% da contração imediata ao carregamento. Para os demais modelos, as expansões em decorrência da RAA foram praticamente nulas.

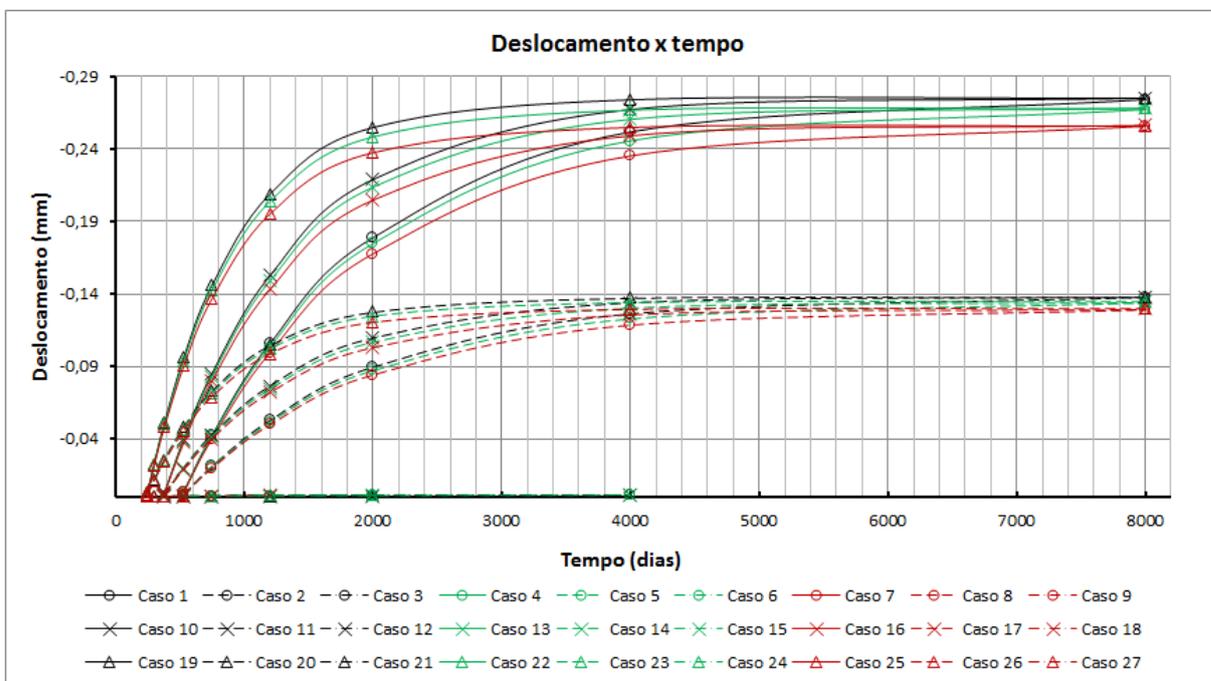


Figura 6.15. – Deslocamentos na direção "x" devidas à RAA

Verificou-se ainda que, para os casos “1”, “2”, “4”, “5”, “7” e “8”, referentes a temperatura de 20°C, as expansões por RAA só iniciaram-se aos 510 dias de idade do concreto. Para os casos de “10”, “11”, “13”, “14”, “16” e “17”, por sua vez, referentes à temperatura de 50°C, o início se deu aos 370 dias, e, para os casos “19”, “20”, “22”, “23”, “25” e “26”, relativas à temperatura de 100°C, as deformações iniciaram-se aos 240 dias (Figura 6.17).

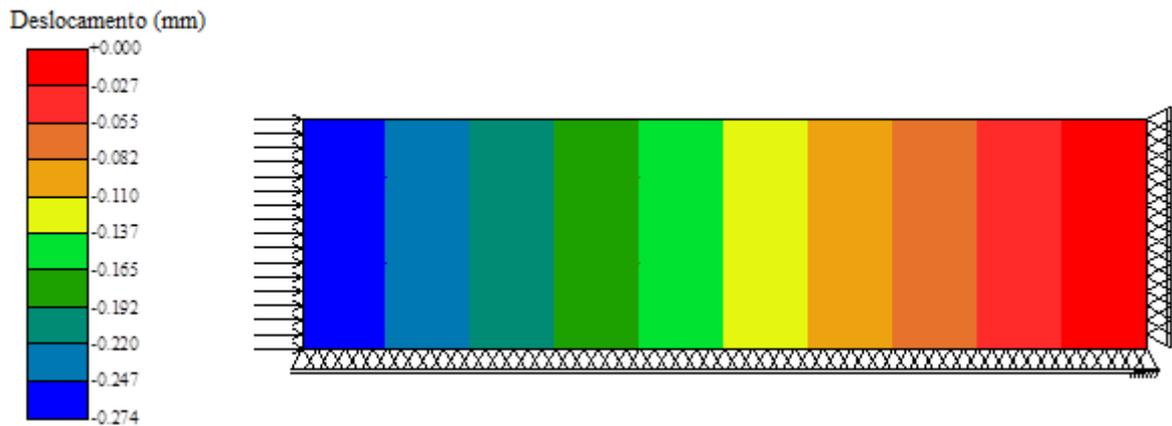


Figura 6.16. – Deslocamentos na direção "x" por RAA aos 8000 dias de idade para o caso "1"

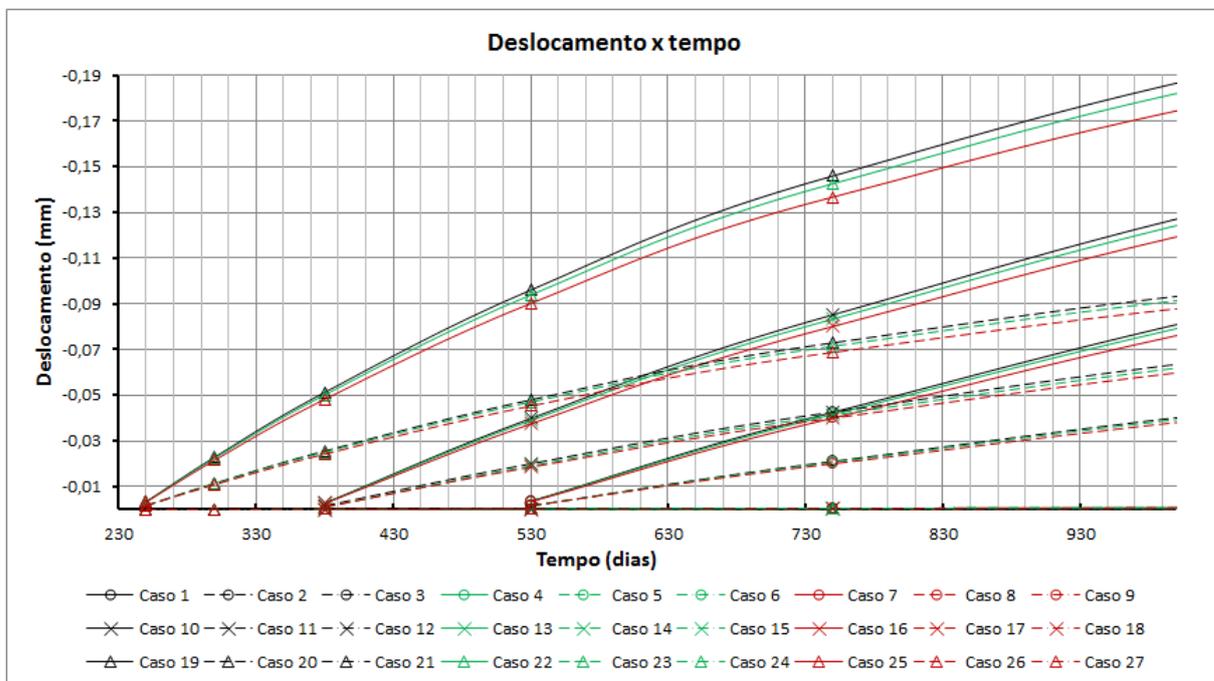


Figura 6.17. – Início dos deslocamentos na direção "x" devidas à RAA

Os resultados obtidos revelaram que as tensões normais na massa de concreto, em decorrência das expansões por RAA, apresentaram variações de intensidade bastante discretas (Figura 6.18). Observa-se que para os casos referentes à tensão de 8,0 MPa não houve acréscimo de tensões. Para os demais casos constatou-se acréscimos tanto menores quanto maior a intensidade da tensão solicitante (Tabela 6.2).

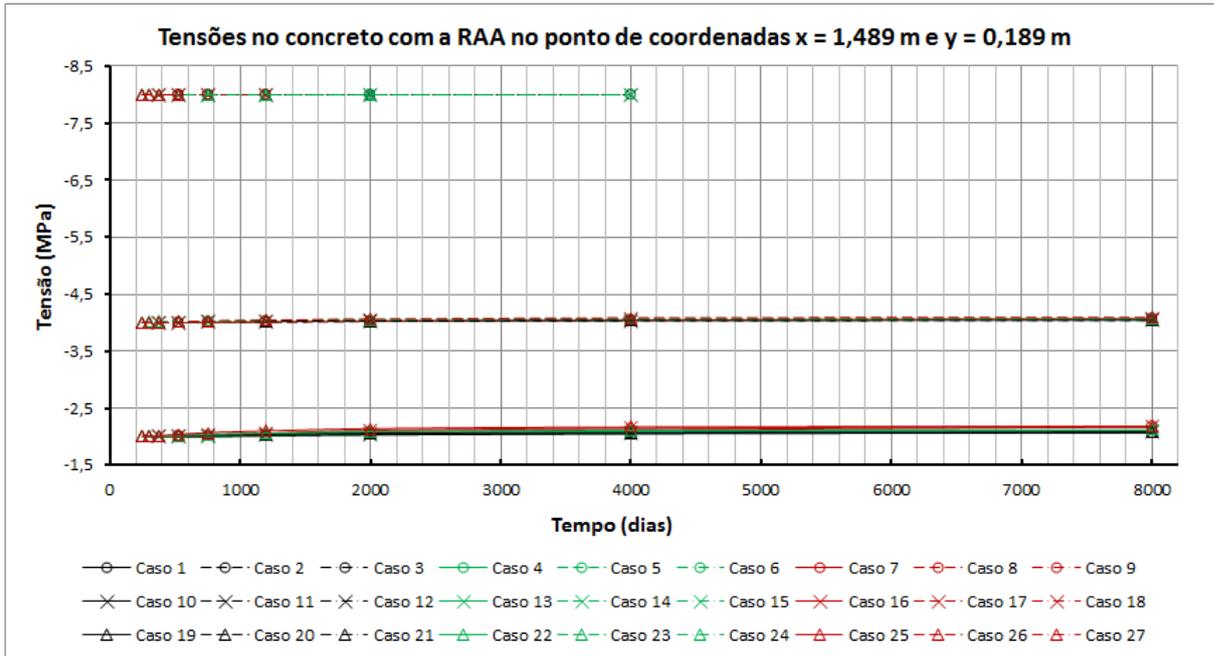


Figura 6.18. – Tensões no concreto na direção "x" devidas à RAA

Assim como ocorreu em relação aos pilares, para os casos “7”, “8”, “9”, “16”, “17”, “18”, “25”, “26” e “27”, que se referem à maior taxa de armadura, os campos de tensões decorrentes da ação do carregamento apresentaram perturbação discreta na vizinhança imediata da região de aplicação da carga solicitante (Figura 6.19). Entretanto, as expansões da massa de concreto em decorrência da RAA induziram a sua uniformização (Figura 6.20).



Figura 6.19. – Tensões na direção "x" imediatas ao carregamento para o caso 7



Figura 6.20. – Tensões na direção "x" aos 8000 dias com a RAA para o caso 7

Examinando-se as curvas da Figura 6.21 observa-se que, para os casos “3”, “6”, “9”, “12”, “15”, “18”, “21”, “24” e “27”, que apresentaram deslocamentos por RAA nulos, as tensões na armadura mantiveram-se constantes, com um valor em torno de 92 MPa (Tabela 6.2). Nos demais casos, em decorrência do efeito ora considerado, as tensões na armadura apresentaram redução significativa. Para os casos “2”, “5”, “8”, “11”, “14”, “17”, “20”, “23” e “26” a redução verificada foi de 43 MPa para 33 MPa, e, para os casos “1”, “4”, “7”, “10”, “13”, “16”, “19”, “22” e “25” a redução foi de 21 MPa para 2 MPa (Tabela 6.2).

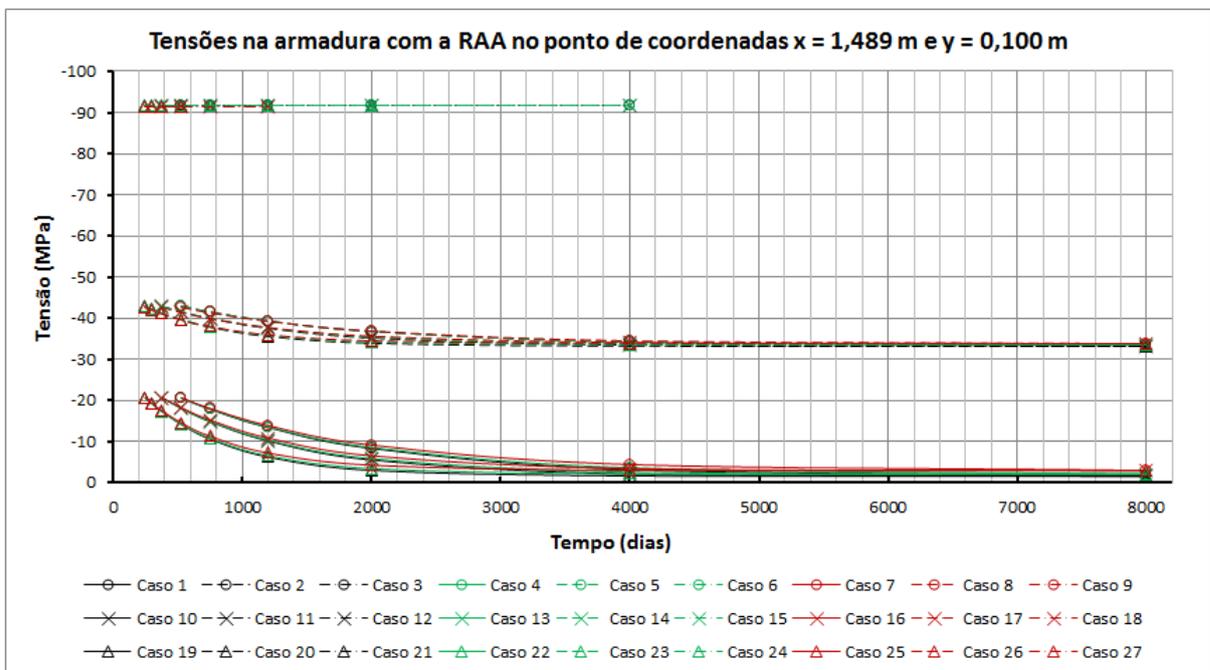


Figura 6.21. – Tensões na armadura na direção "x" devidas à RAA

Tabela 6.2. – Resumo de deslocamentos e tensões para todos os casos de análise

Caso	Deslocamento (mm)		Tensão no concreto (MPa)		Tensão na Armadura (MPa)	
	Carregamento	RAA	Carregamento	RAA	Carregamento	RAA
1	0,30	-0,27	-2,00	-2,07	-20,85	-1,66
2	0,61	-0,14	-4,00	-4,04	-42,89	-33,31
3	1,30	0,00	-8,00	-8,00	-91,55	-91,55
4	0,30	-0,27	-2,00	-2,11	-20,83	-2,11
5	0,61	-0,13	-4,00	-4,06	-42,90	-33,57
6	1,30	0,00	-8,00	-8,00	-91,53	-91,53
7	0,30	-0,26	-2,00	-2,17	-20,89	-2,98
8	0,61	-0,13	-4,00	-4,08	-42,82	-33,83
9	1,30	0,00	-8,00	-8,00	-91,49	-91,50
10	0,30	-0,28	-2,00	-2,08	-20,85	-1,58
11	0,61	-0,14	-4,00	-4,04	-42,89	-33,27
12	1,30	0,00	-8,00	-8,00	-91,55	-91,55
13	0,30	-0,27	-2,00	-2,11	-20,83	-2,05
14	0,61	-0,13	-4,00	-4,06	-42,90	-33,53
15	1,30	0,00	-8,00	-8,00	-91,53	-91,53
16	0,30	-0,26	-2,00	-2,18	-20,89	-2,93
17	0,61	-0,13	-4,00	-4,08	-42,82	-33,80
18	1,30	0,00	-8,00	-8,00	-91,49	-91,50
19	0,30	-0,27	-2,00	-2,08	-20,85	-1,59
20	0,61	-0,14	-4,00	-4,04	-42,89	-33,27
21	1,30	0,00	-8,00	-8,00	-91,55	-91,55
22	0,30	-0,27	-2,00	-2,12	-20,83	-2,07
23	0,61	-0,13	-4,00	-4,06	-42,90	-33,53
24	1,30	0,00	-8,00	-8,00	-91,53	-91,53
25	0,30	-0,26	-2,00	-2,18	-20,89	-2,96
26	0,61	-0,13	-4,00	-4,09	-42,82	-33,81
27	1,30	0,00	-8,00	-8,00	-91,49	-91,50

Apesar de as expansões por RAA promoverem pouca variação nos campos de tensões na massa de concreto, conforme relatado acima, a ação deletéria da reação, promovendo o declínio da resistência do concreto, induziu variações significativas nas Tensões Normalizadas de Compressão (Figura 6.22). Para os casos “1”, “4”, “7”, “10”, “13”, “16”, “19”, “22” e “25”, o aumento registrado foi discreto perdurando, aos 8000 dias de idade do concreto, margem de segurança considerável. Nos casos “2”, “5”, “8”, “11”, “14”, “17”, “20”, “23” e “26” o acréscimo foi de 0,20 para em torno de 0,67 aos 8000 dias de idade do concreto, perdurando uma margem de segurança em torno de 33%. Para os casos “3”, “12” e “21”, para as quais a tensão solicitante é de 8,0 MPa e a área de armadura de aço é menor, o aumento da Tensão de Compressão Normalizada foi de 0,40 para 1,0 determinando

condição de elevada probabilidade de ruína por esmagamento do concreto, já aos 1600, 2500 e 3600 dias de idade do concreto, respectivamente.

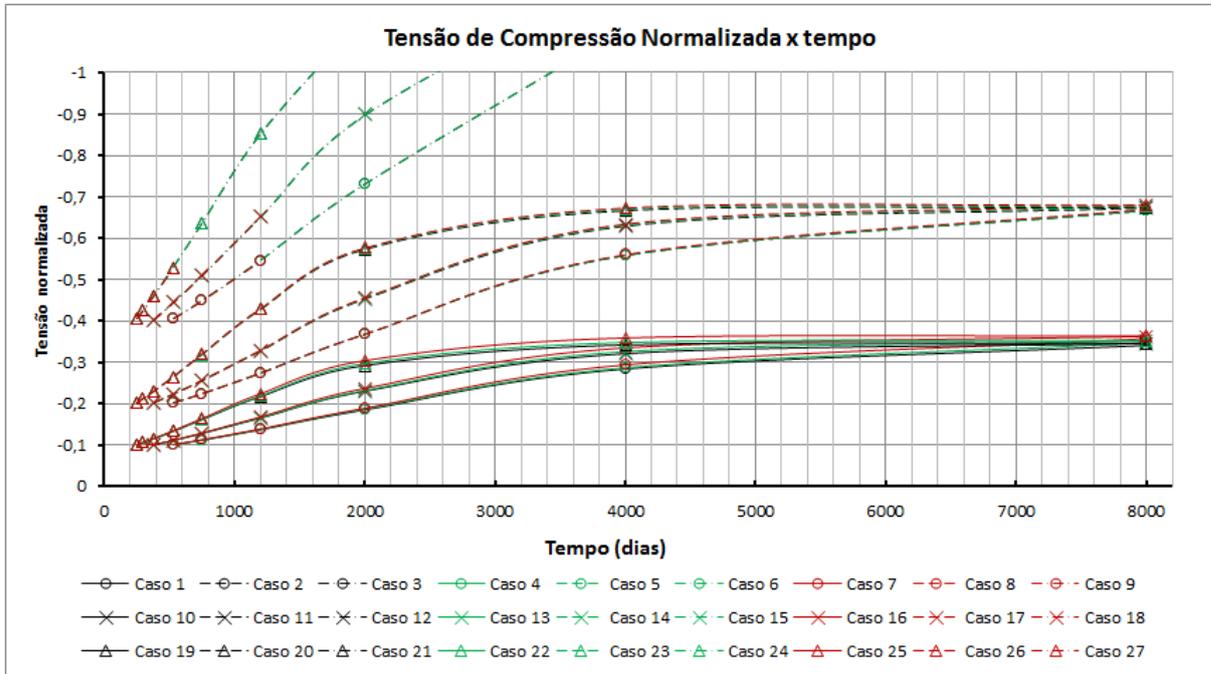


Figura 6.22. – Tensão de Compressão Normalizada com a RAA

De uma forma geral as tensões solicitantes na massa de concreto na direção “y” mantiveram-se estáveis apresentando intensidades bem abaixo de sua resistência à tração, como o revelam os campos das Figuras 6.23 e 6.24.



Figura 6.23. – Tensões na direção “y” aos 8000 dias com a RAA para o caso 3



Figura 6.24. – Tensões na direção "y" imediatas ao carregamento para o caso 3

Para os pilares parede dos casos “8”, “17” e “26”, especialmente, que são dotados de maior taxa de armadura de aço, em um ponto situado na região de introdução do carregamento e na vizinhança do centro de gravidade da seção transversal ocorreu o acréscimo do valor da Tensão Normalizada de Tração, atingindo-se o valor de 0,83 aos 8000 dias de idade do concreto. Para os casos “6”, “15” e “24” e para os casos “9”, “18” e “27”, correspondentes a tensão solicitante de 8,0 MPa, que ao início das expansões por RAA apresentavam Tensão de Tração Normalizada da ordem de 0,40 e de 0,70, respectivamente, este parâmetro assumiu valor igual 1,0, determinando condição de elevada probabilidade de ruína já a idades do concreto entre 500 e 3100 dias, respectivamente (Figura 6.25).

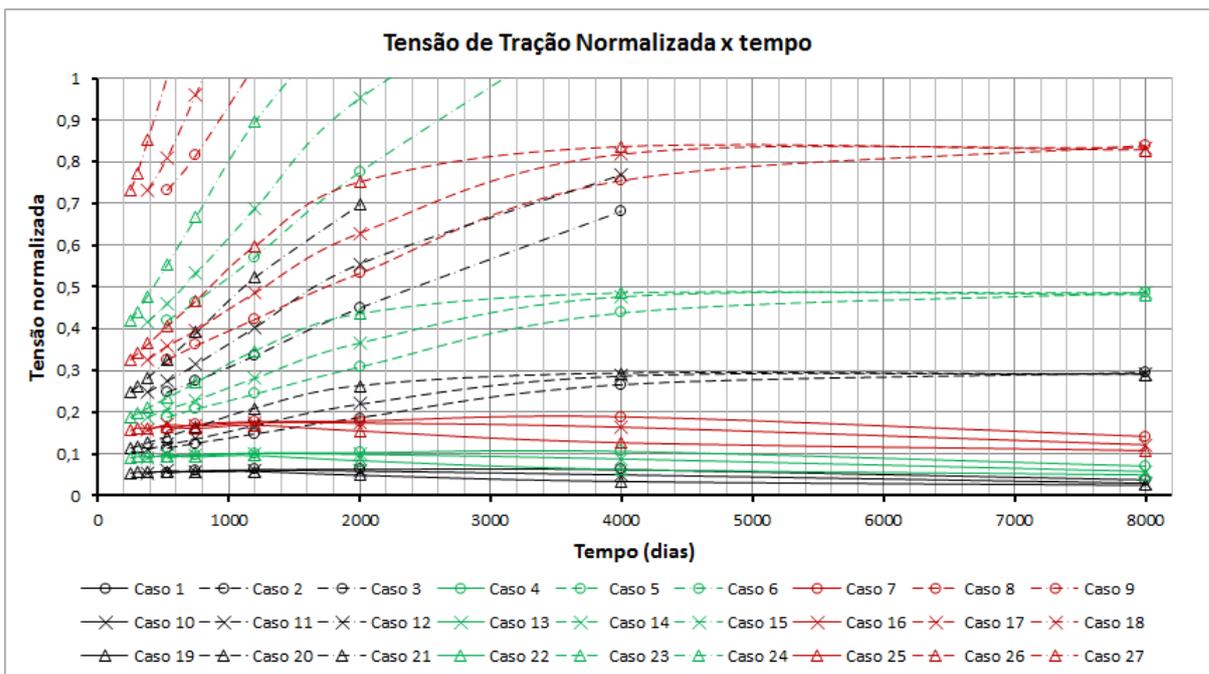


Figura 6.25. – Tensão de Tração Normalizada com a RAA

Observa-se, portanto, que, quanto maior a taxa de armadura de aço e a temperatura na massa do concreto, mais rapidamente é deflagrada a ruína do material.

6.3.2. Discussão dos resultados

Os resultados obtidos revelaram que os alongamentos induzidos pelo efeito expansivo da RAA aos modelos estruturais objeto de análise foram tanto menores quanto maior a intensidade da tensão normal solicitante de compressão, mostrando o seu efeito na contenção da expansão do concreto por RAA. Para os pilares dos casos “3”, “6”, “9”, “12”, “15”, “18”, “21”, “24” e “27 as expansões por RAA na direção axial, praticamente, não se desenvolveram. Este comportamento se deve ao fato de que, no critério de modelagem do problema, a intensidade de tensão de 8,0 MPa corresponde ao limite a partir do qual as expansões por RAA em sua direção são neutralizadas.

Verificou-se a mesma contradição constatada para os pilares, pois, para os nove casos do grupo de pilares “2”, “5”, “8”, “11”, “14”, “17”, “20”, “23” e “26”, referentes à tensão de compressão de 4,0 MPa os deslocamentos por RAA foram praticamente iguais, o mesmo ocorrendo em relação ao grupo de pilares “1”, “4”, “7”, “10”, “13”, “16”, “19”, “22” e “25”, referentes à tensão de compressão de 2,0 MPa. Esta controvérsia pode ser explicada de maneira idêntica àquela apresentada para os pilares.

A ação deletéria da RAA sobre a massa do concreto foi evidente, quando se constata o efeito de empobrecimento de desempenho mecânico, uma vez que promoveu a redução de sua resistência. Este efeito assumiu relevância na medida em que, para os casos de maior tensão inicial, embora a tensão solicitante tenha apresentado pouca ou nenhuma variabilidade, as tensões normalizadas em relação à tensão de pico do material chegaram a assumir valores iguais à unidade, caracterizando condição de ruína iminente.

Ressalte-se que nos casos para os quais se prescreveu as temperaturas mais elevadas, as expansões por RAA foram desencadeadas em idades mais jovens do concreto, sem contar que a ruína do elemento estrutural foi antecipada. Tal realidade induz a necessidade de fixarem-se diferentes periodicidades para as intervenções

corretivas, voltadas à preservação do bom desempenho mecânico do elemento estrutural, e até mesmo reduzir a previsão legal de sua vida útil. Por outro lado, indiferentemente da temperatura, os deslocamentos por RAA estabilizaram-se em um mesmo valor final, corroborando a realidade de que o efeito catalisador da temperatura restringe-se à cinética da reação, e, em consequência, exerce, exclusivamente, o efeito de acelerador das expansões da matriz de concreto.

O aumento de tensões mostrou-se muito discreto e resultou tanto menor quanto maior a intensidade de tensões, o que ocorre em razão destas últimas tornarem os deslocamentos menores.

Os pilares apresentaram campos de tensões na massa de concreto, na direção “x”, preponderantemente uniformes, em configuração que se aproxima do estado homogêneo de tensões, o que é devido ao fato de as taxas de armaduras praticadas terem sido insuficientes à efetivação da redistribuição de tensões. O padrão de distribuição de tensões ora relatado, não foi modificado, significativamente, pelas expansões devidas à RAA, em virtude de os deslocamentos resultantes apresentarem valores baixos. Deve-se destacar, entretanto, que os casos de maior taxa de armadura apresentaram discreta perturbação dos campos de tensões no instante imediato ao carregamento que foi amenizada pelas expansões decorrentes da RAA.

Com relação aos campos das tensões normais na direção “y”, por sua vez, para os casos referentes a carregamentos de maior intensidade, foi detectada micro-região inserida na zona de introdução do carregamento, que está solicitada mediante tensão de tração, de intensidade eminentemente maior que nos demais pontos da massa de concreto. Entretanto, o fato de tais tensões serem maiores para os casos de densidade de armadura mais elevada descarta a associação de tal ocorrência ao esforço de fendilhamento do tipo reportado por Madureira (2007). Em virtude do efeito deletério da RAA a Tensão Normalizada correspondente, em alguns casos, assumiu valor igual à unidade. Para se diagnosticar as reais consequências desse fato, no desempenho global do elemento estrutural, seria necessária a análise da propagação da fissuração com o tempo de forma detalhada.

Apesar de nos casos de maiores deslocamentos por RAA, seu efeito expansivo ter promovido variações de tensões nas barras da armadura de aço, tais transformações mostraram-se pouco relevantes, uma vez que desencadearam o efeito de redução nas intensidades envolvidas que, por sinal, já se situavam em valores bem aquém do limite de escoamento do material.

6.4. Viga biapoiada

6.4.1. Resultados obtidos

Conforme os resultados obtidos, para os casos “2”, “5”, “8”, “11”, “14”, “17”, “20”, “23” e “26”, que correspondem às vigas submetidas a tensão máxima de compressão no ponto de referência da ordem de 4,0 MPa, a configuração de equilíbrio para o carregamento solicitante pode ser representada, em termos de deslocamentos e tensões, pelos campos das Figuras 6.26 e 6.27. Constata-se, portanto, deslocamento no meio do vão da ordem de 3,5 mm para o elemento estrutural. Para os casos referentes à tensão de 8,0 MPa, o deslocamento estabilizou-se em torno de 7,0 mm. Para o caso no qual a viga é isenta de carregamento externo suportando assim, exclusivamente, seu peso próprio, o deslocamento foi de, aproximadamente, 0,6 mm.

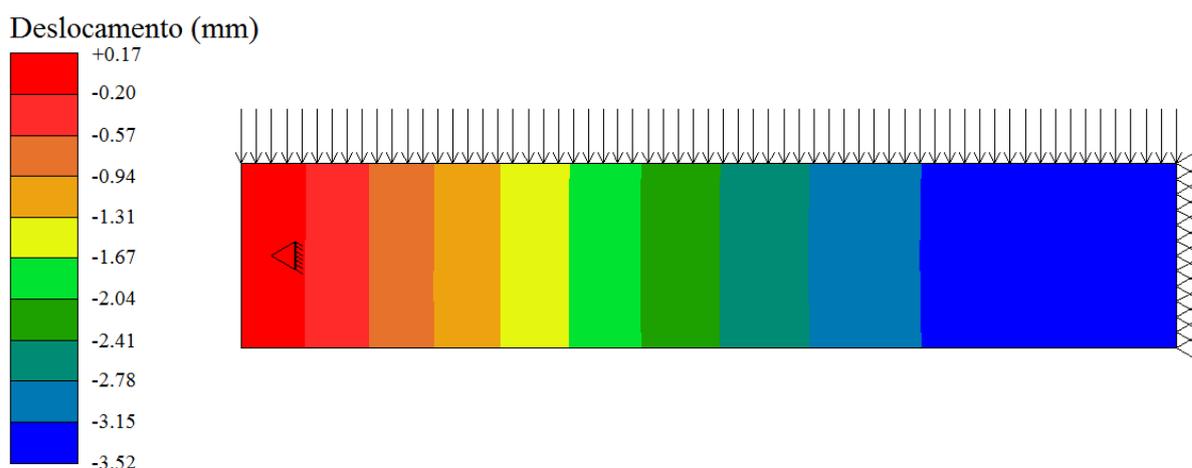


Figura 6.26. – Deslocamento imediato ao carregamento para o caso "2"

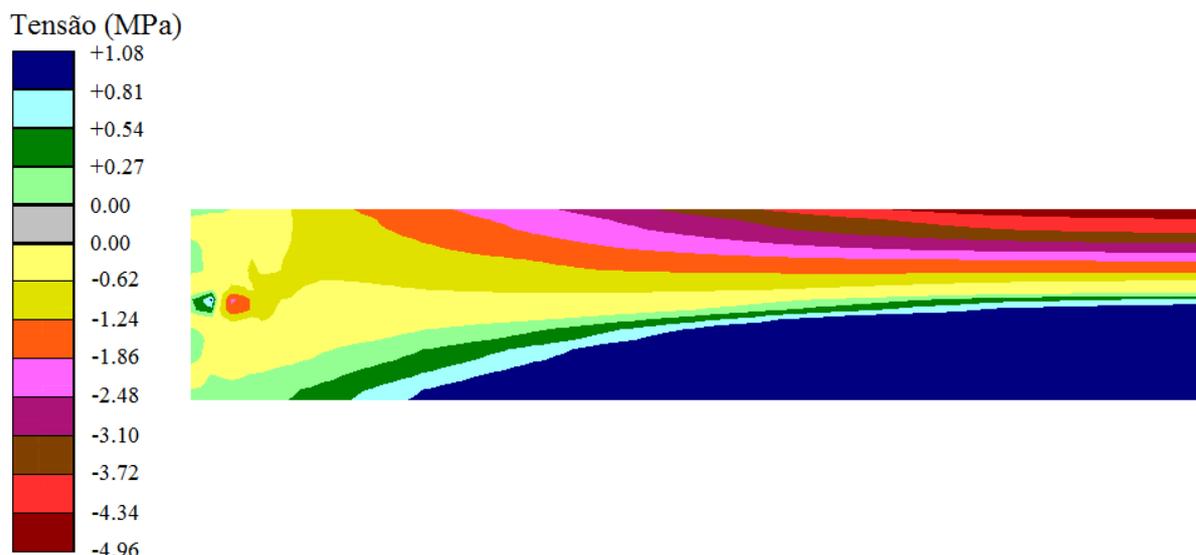


Figura 6.27. – Tensões na direção "x" imediatas ao carregamento para o caso "2"

Uma vez o efeito expansivo da RAA na massa sólida de concreto tendo sido deflagrado, as vigas deformaram-se progressivamente de modo que os deslocamentos do ponto de referência evoluíram conforme as curvas da Figura 6.28. Observa-se que em tal gráfico pode-se distinguir três tipos de linhas: as de traçado contínuo correspondentes às vigas solicitadas somente pelo peso próprio, as de traço interrompido correspondentes às vigas solicitadas por uma tensão de 4,0 MPa, e, as traço-ponto referentes às vigas submetidas à tensão solicitante de 8,0 MPa. Examinando-se as curvas em apreço constata-se, de uma maneira geral, que os deslocamentos estabilizaram-se aos 6000 dias de idade do concreto, assumindo distribuição que pode ser representada pelo campo da Figura 6.29.

Para o modelo referente à condição da viga descarregada, para os casos "1", "4" e "10", o acréscimo final de deslocamentos por RAA foram da ordem de 2,3 mm, sendo, portanto, 3,6 vezes o valor constatado no instante imediato à remoção do escoramento do elemento estrutural.

Em se tratando do modelo correspondente à tensão solicitante de 4,0 MPa, os deslocamentos adicionais calculados nos casos "2", "11" e "20", paralisaram-se em torno de 1,8 mm, valor que representa 50% do deslocamento apresentado no instante imediato ao carregamento (Tabela 6.3).

Tabela 6.3. – Resumo de deslocamentos e tensões para todos os casos de análise

Caso	Deslocamento (mm)		Tensão no concreto (MPa)		Tensão na Armadura (MPa)	
	Carregamento	RAA	Carregamento	RAA	Carregamento	RAA
1	-0,64	2,41	-0,99	-0,14	10,42	27,74
2	-3,52	1,80	-5,00	-3,92	73,59	19,54
3	-6,98	1,13	-9,01	-8,38	150,66	105,51
4	-0,62	2,40	-0,97	-0,74	10,07	29,38
5	-3,50	1,59	-4,98	-4,18	70,50	23,74
6	-6,96	0,88	-8,98	-8,49	142,70	112,99
7	-0,59	2,16	-0,94	-1,74	9,53	45,42
8	-3,45	1,34	-4,94	-4,49	66,53	27,71
9	-6,88	0,72	-8,95	-8,64	133,97	112,68
10	-0,64	2,34	-0,99	-0,43	10,42	28,78
11	-3,52	1,80	-5,00	-3,91	73,59	19,94
12	-6,98	1,12	-9,01	-8,28	150,66	106,01
13	-0,62	2,29	-0,97	-1,15	10,07	30,27
14	-3,50	1,58	-4,98	-4,18	70,50	24,12
15	-6,96	0,88	-8,98	-8,41	142,70	113,07
16	-0,59	2,16	-0,94	-1,87	9,53	46,38
17	-3,45	1,33	-4,94	-4,50	66,53	28,08
18	-6,88	0,70	-8,95	-8,59	133,97	113,22
19	-0,64	2,11	-0,99	-0,87	10,42	29,63
20	-3,52	1,78	-5,00	-3,94	73,59	20,62
21	-6,98	1,07	-9,01	-8,33	150,66	107,79
22	-0,62	2,12	-0,97	-1,46	10,07	31,68
23	-3,50	1,56	-4,98	-4,20	70,50	24,91
24	-6,96	0,88	-8,98	-8,45	142,70	113,06
25	-0,59	1,82	-0,94	-2,51	9,53	47,69
26	-3,45	1,31	-4,94	-4,51	66,53	28,79
27	-6,88	0,70	-8,95	-8,61	133,97	113,30

Com respeito ao modelo concernente à tensão de 8,0 MPa, por sua vez, os deslocamentos adicionais por RAA, referentes aos casos “3”, “12” e “21” atingiram valor em torno de 1,1 mm, e, portanto, com magnitudes inferiores a 15% do deslocamento imediato ao carregamento (Tabela 6.3).

Para os demais casos estudados o desempenho do elemento estrutural, em face do efeito expansivo decorrente da Reação álcali-Agregado, foi semelhante, diferindo, sobretudo, nos valores obtidos para o parâmetro em destaque (Tabela 6.3).

Ressalta-se, portanto, que, para tensões de compressão de maior intensidade, os deslocamentos por RAA assumiram magnitude menos significativas.

Examinando-se ainda as curvas da Figura 6.28, pode-se constatar que os deslocamentos decorrentes do efeito expansivo da RAA são tanto menores, quanto maior a área da seção transversal da armadura de aço.

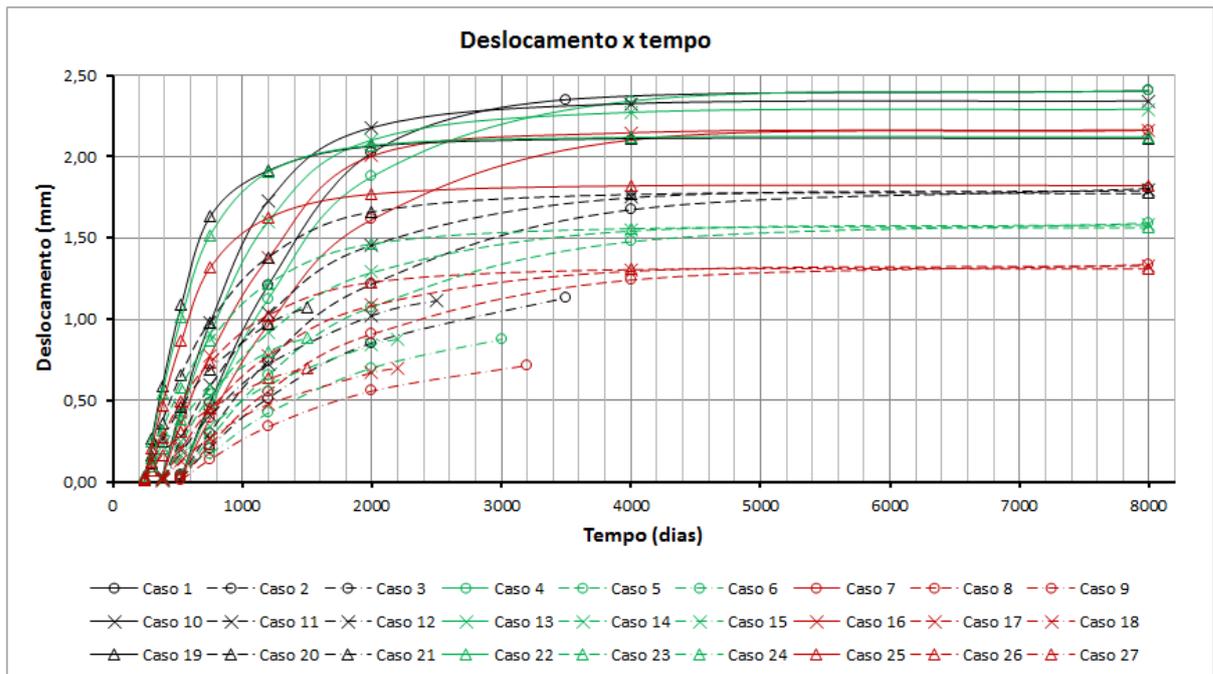


Figura 6.28. – Deslocamentos na direção "x" devidas à RAA

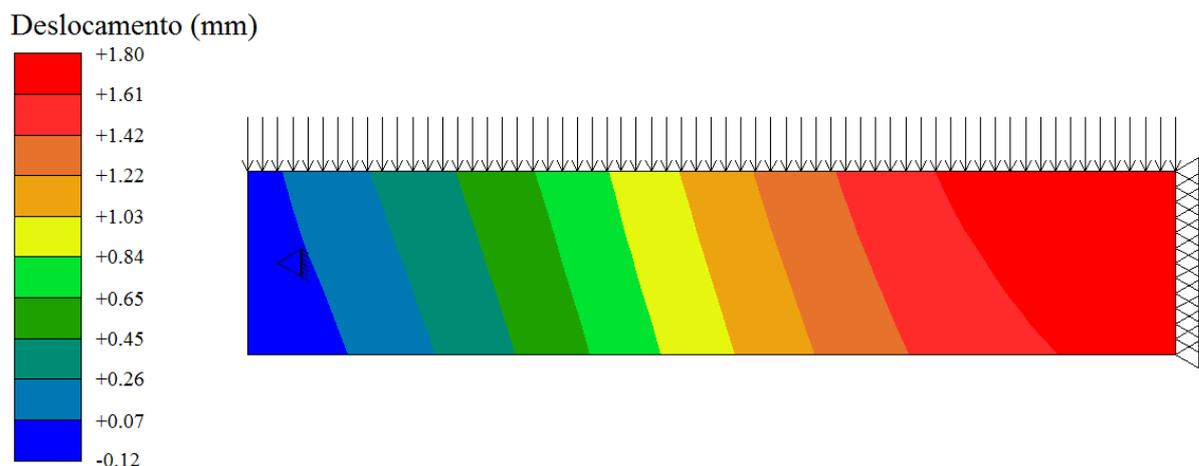


Figura 6.29. – Deslocamento por RAA aos 8000 dias de idade para o caso "2"

As curvas da Figura 6.30 revelam que, de modo semelhante como aconteceu em relação aos modelos de pilares e pilares parede, para os casos de "1" a "9" para os quais a temperatura foi fixada em 20°C, os deslocamentos decorrentes da RAA

só tiveram início aos 510 dias de idade do concreto. Para os casos de "10" a "18", por sua vez, referentes à temperatura de 50°C, e de "19" a "27", concernentes à temperatura de 100°C, o início se deu aos 370 dias e 240 dias, respectivamente (Figura 6.30).

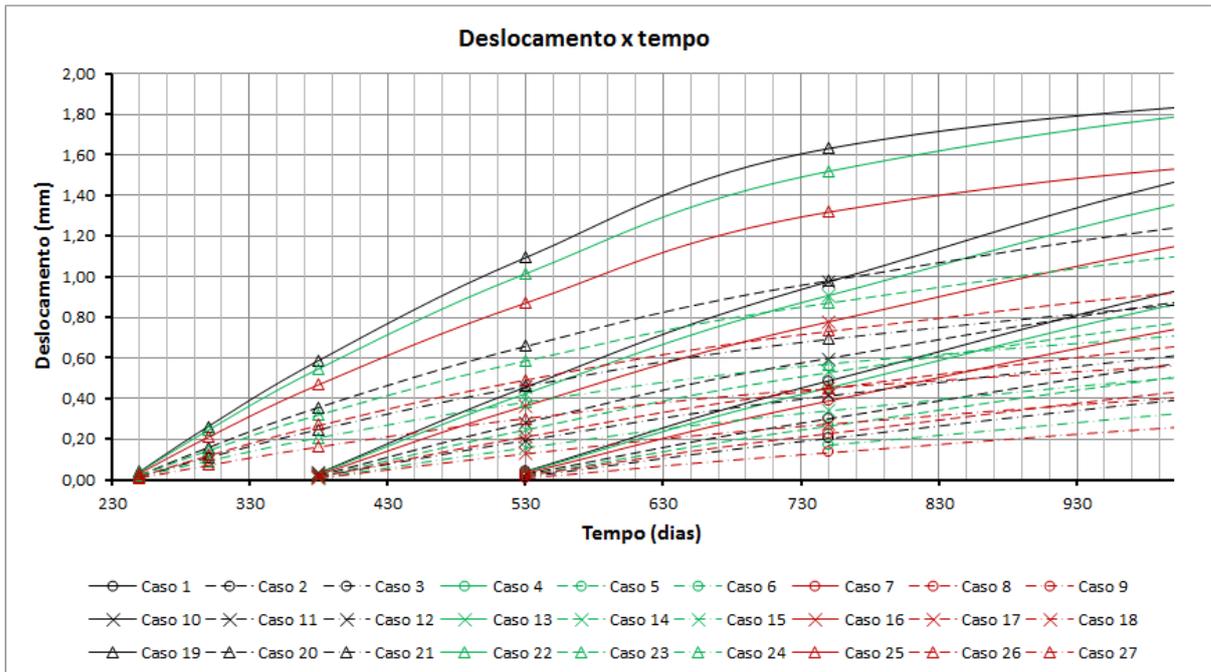


Figura 6.30. – Início dos deslocamentos na direção "x" devidas à RAA

Os resultados obtidos revelaram que, para os casos nos quais a viga é submetida a carregamento externo, em decorrência do desenvolvimento da RAA, ocorreu alívio de tensões de compressão com o tempo, na região central de seu banzo superior, embora em níveis bem discretos (Figura 6.31). O mesmo se dá para os casos em que a viga é solicitada exclusivamente pelo peso próprio, armadas mediante seções de aço de áreas iguais a 3,20 cm² e 5,00 cm², entretanto, na hipótese em que a área da seção transversal da armadura é de 8,00 cm², verifica-se tendência contrária.

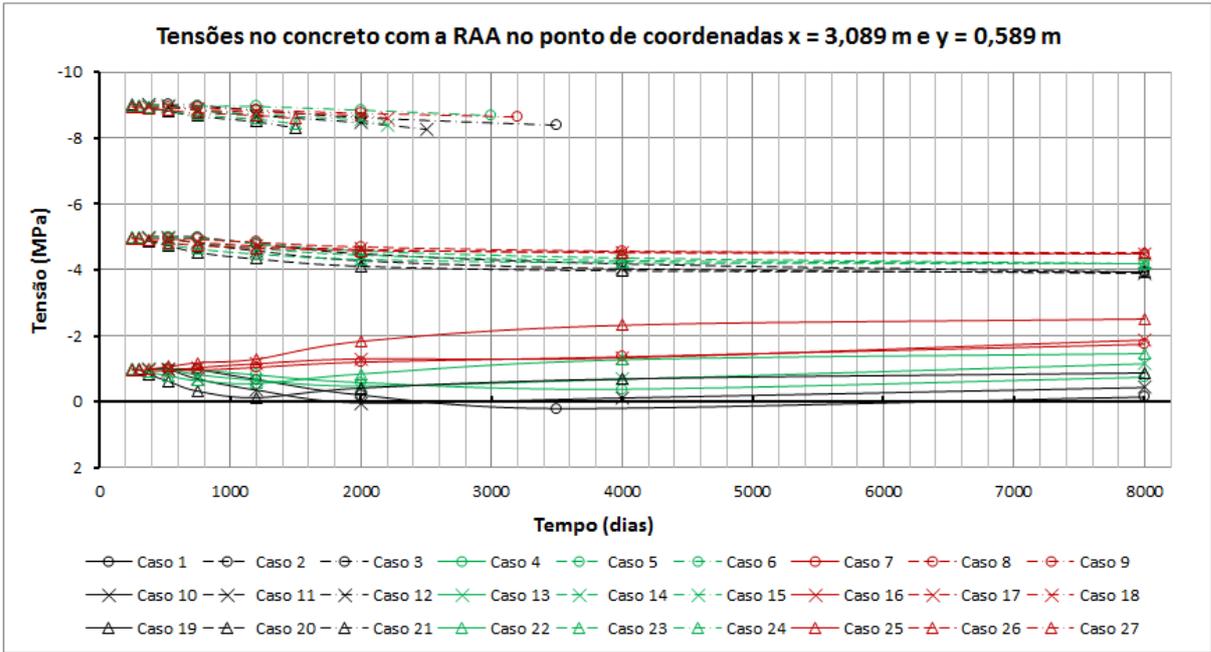


Figura 6.31. – Tensões no concreto na direção "x" devidas à RAA

A análise comparativa das Figuras 6.32 e 6.33, que se referem ao caso “6”, além de corroborar o comportamento relatado no parágrafo anterior, assinala uma ampliação perceptível da região comprimida da viga. Os demais casos apresentaram tendência qualitativa idêntica.

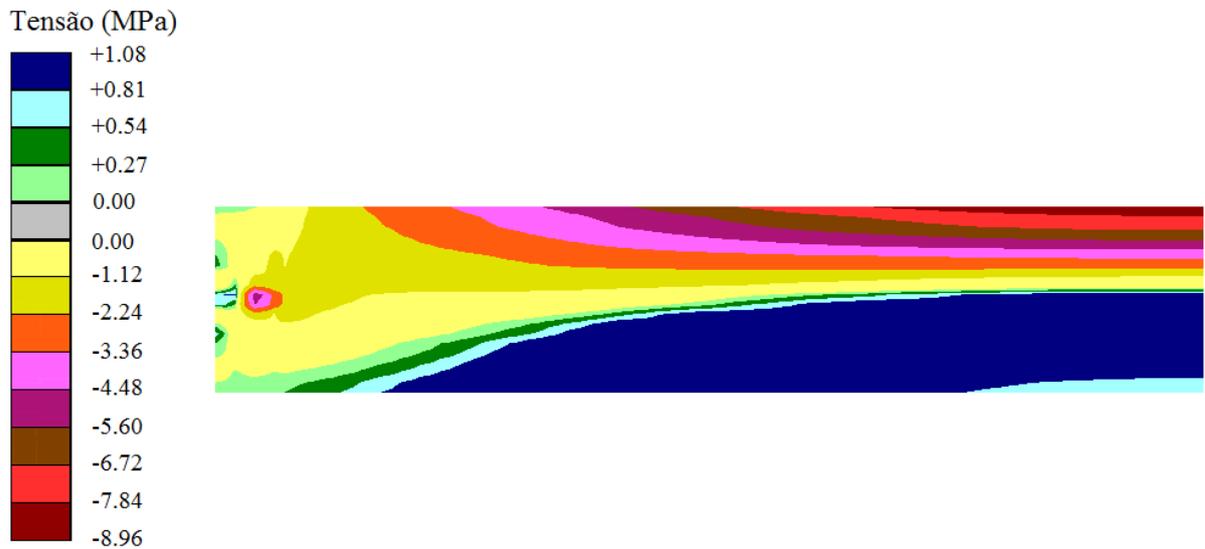


Figura 6.32. – Tensões na direção "x" imediatas ao carregamento para o caso 6

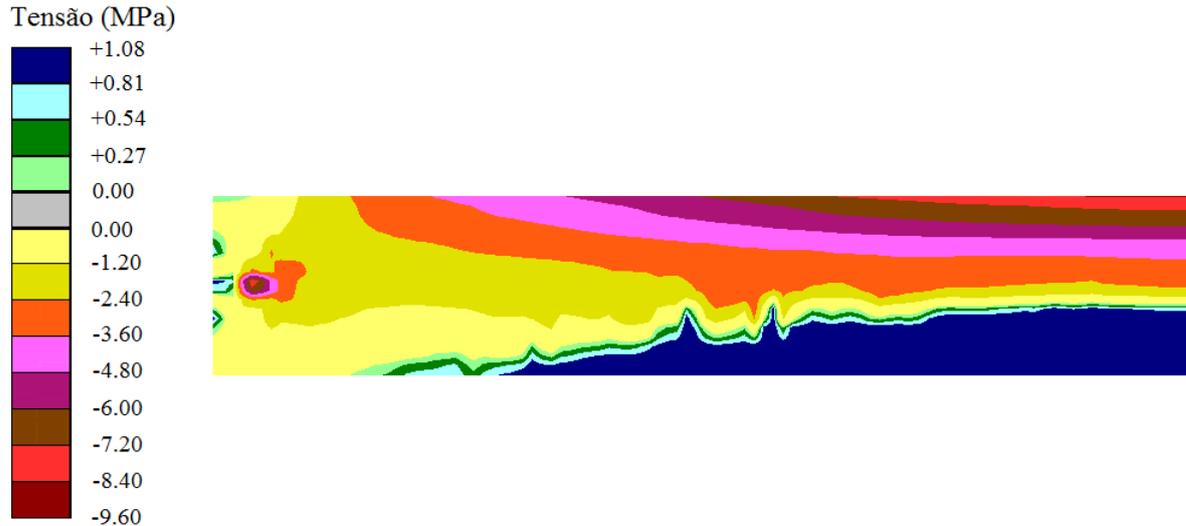


Figura 6.33. – Tensões na direção "x" aos 8000 dias com a RAA para o caso 6

Examinando-se as curvas da Figura 6.34 observa-se que, para os casos “1”, “4”, “7”, “10”, “13”, “16”, “19”, “22” e “25”, correspondentes às vigas com solicitação externa nula, as barras da armadura de aço apresentavam tensões de 10 MPa, verificou-se aumento de intensidade para valor em torno de 30 MPa. Para os demais casos o comportamento foi inverso, sendo que para os casos “3”, “6”, “9”, “12”, “15”, “18”, “21”, “24” e “27”, o alívio de tensões foi de aproximadamente 140 MPa para valor em torno de 110 MPa, enquanto para os casos “2”, “5”, “8”, “11”, “14”, “17”, “20”, “23” e “26” a variação constatada foi de 70 MPa para intensidade em torno de 25 MPa.

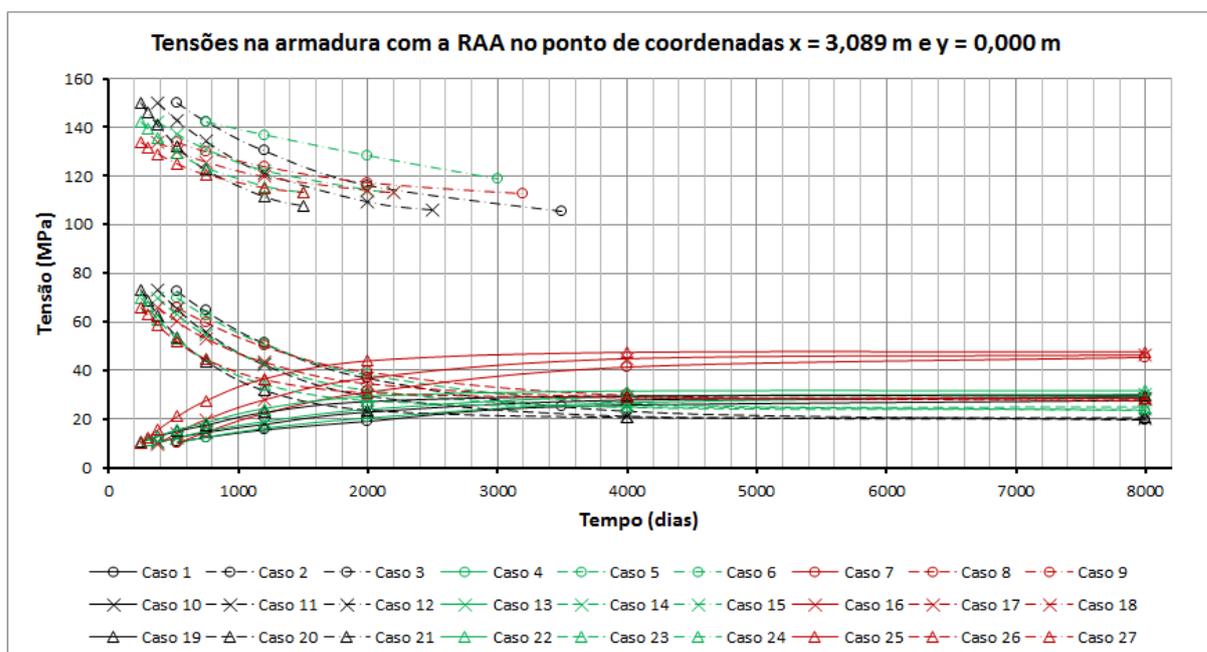


Figura 6.34. – Tensões na armadura na direção "x" devidas à RAA

As curvas da Figura 6.35 mostram que, em todos os casos estudados, o efeito expansivo da RAA promoveu a redução da Tensão Normalizada de compressão. Para os casos “1”, “4”, “7”, “10”, “13”, “16”, “19”, “22” e “25” o aumento registrado foi discreto perdurando, aos 8000 dias de idade do concreto, margem de segurança considerável. Para os casos “2”, “5”, “8”, “11”, “14”, “17”, “20”, “23” e “26” o acréscimo foi de 0,25 para em torno de 0,70 aos 8000 dias de idade do concreto, perdurando uma margem de segurança em torno de 30%. Em relação aos casos “3”, “6”, “9”, “12”, “15”, “18”, “21”, “24” e “27”, a Tensão Normalizada que ao início das expansões por RAA situava-se em torno de 0,45, apresentou aumento para valor igual a 1,0, determinando uma condição de elevada probabilidade de ruína do concreto. Para os casos “3”, “6” e “9”, que se referem à temperatura de 20°C, esta condição seria alcançada aos 3250 dias de idade do concreto. Para os casos “12”, “15” e “18”, concernentes à temperatura de 50°C, a condição de ruína consumar-se-ia à idade de 2300 dias do concreto, e, para os casos “21”, “24” e “27”, atinentes a nível térmico de 100°C, o colapso seria desencadeado aos 1500 dias.

Para todos os casos estudados as tensões na direção “y” foram, predominantemente, de tração e apresentaram intensidades pouco significativas. Em face do desenvolvimento da RAA esta tendência foi mantida, sem contar que ocorreu aumento discreto de intensidade de tensões na região da vizinhança dos apoios da viga, além da ampliação da zona comprimida (Figuras 6.36 e 6.37).

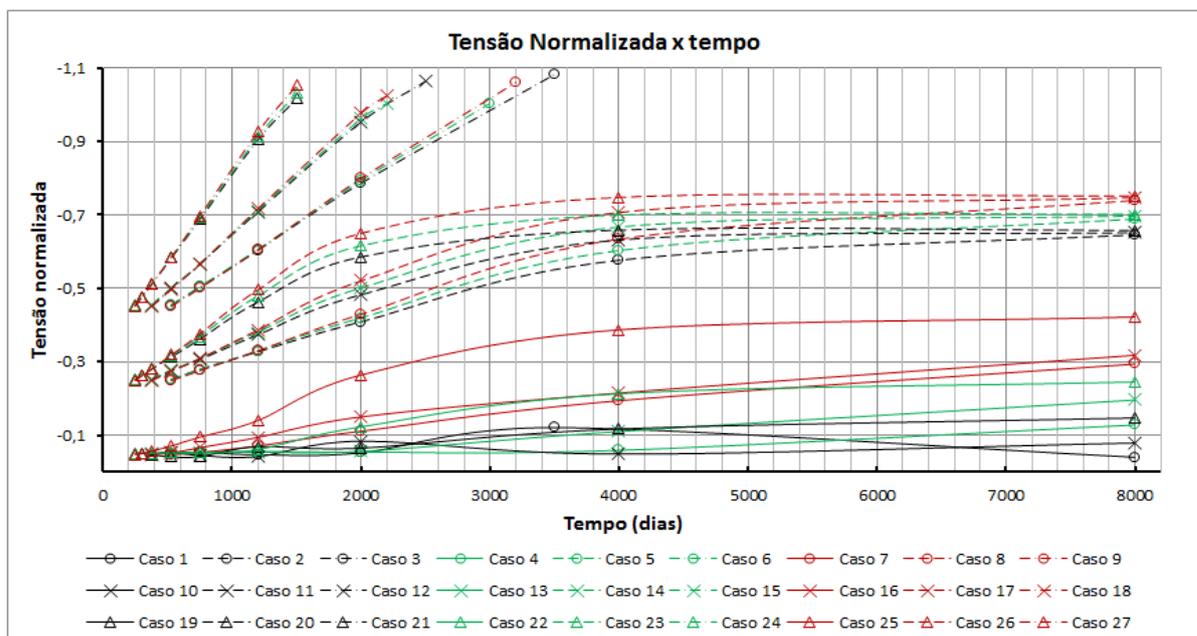


Figura 6.35. – Tensão normalizada com a RAA



Figura 6.36. – Tensões na direção "y" imediatas ao carregamento para o caso 6

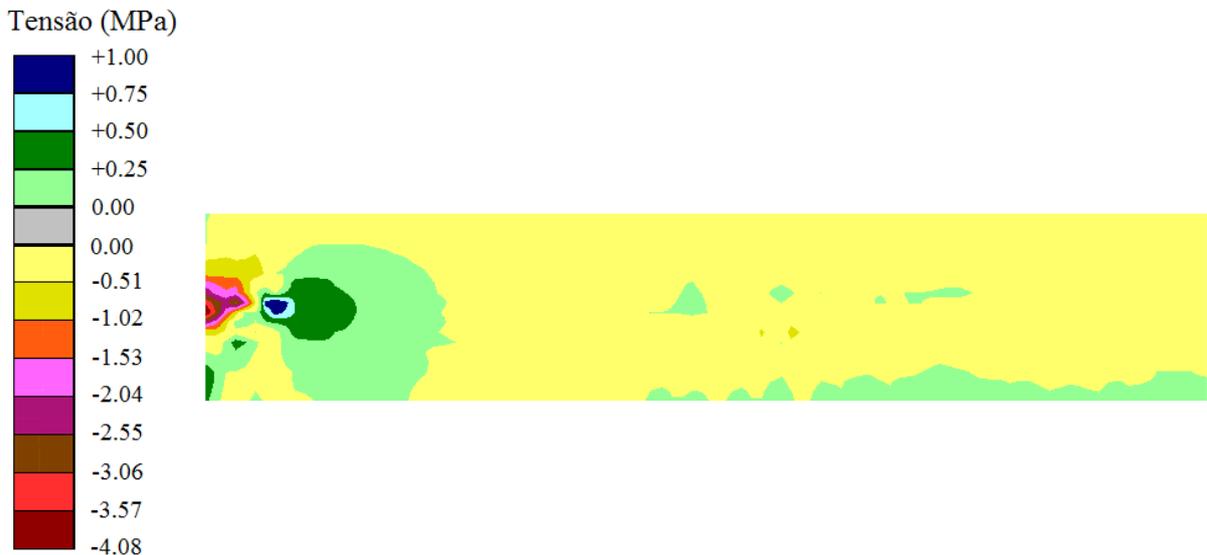


Figura 6.37. – Tensões na direção "y" aos 8000 dias com a RAA para o caso 6

6.4.2. Discussão dos resultados

A simulação numérica objeto deste trabalho revelou que os deslocamentos resultaram tanto menores quanto maior a intensidade da tensão solicitante de compressão, e quanto maior a área da seção transversal da armadura de aço. Este comportamento se deve ao fato de que, tanto a tensão de compressão quanto a armadura de aço exercem o efeito de contenção das deformações por RAA.

A pouca variação dos campos de tensões com o desenvolvimento da RAA está associado ao fato de os deslocamentos terem apresentado baixa magnitude, e

em razão de a viga ser externamente isostática e o grau de hiperestaticidade interna do conjunto ser insuficiente para provocar redistribuição expressiva de tensões.

A ação deletéria da RAA sobre a massa do concreto foi evidente, quando se constata o efeito de empobrecimento do desempenho mecânico associado ao material, uma vez que promoveu a redução de sua resistência. Este efeito assumiu relevância na medida em que, para os casos de maior tensão inicial, embora a tensão solicitante tenha apresentado pouca variabilidade, as tensões normalizadas em relação à tensão de pico do material chegaram a assumir valores iguais à unidade, caracterizando condição de elevada probabilidade de ruína.

Ressalta-se que nos casos para os quais se prescreveu as temperaturas mais elevadas, as expansões por RAA foram desencadeadas em idades mais jovens do concreto, sem contar que a ruína do elemento estrutural foi antecipada. Tal realidade induz a necessidade de fixarem-se diferentes periodicidades para as intervenções corretivas, voltadas à preservação do bom desempenho mecânico do elemento estrutural, e até mesmo reduzir a previsão legal de sua vida útil. Por outro lado, indiferentemente da temperatura, os deslocamentos por RAA estabilizaram-se em um mesmo valor final, corroborando a realidade de que o efeito catalisador da temperatura restringe-se à cinética da reação, e, em consequência, exerce, exclusivamente, o efeito de acelerador das expansões da matriz de concreto.

Nos casos para os quais a viga foi submetida à solicitação de carregamento externo, verificou-se alívio de tensões na armadura, enquanto para os casos onde a viga foi solicitada somente pelo peso próprio, o comportamento foi inverso. Isto se deve ao fato de a natureza da vinculação do elemento estrutural fazer com que a região de tensões de compressão na direção horizontal, se estenda para baixo, além do seu eixo longitudinal. Esta tensão de compressão, como já foi amplamente discutido neste trabalho, tende a inibir a distensão por RAA, do bordo inferior. No caso da ação solicitante ser apenas o peso próprio, esta tensão apresenta intensidade menor e, portanto, permite maior alongamento do bordo inferior da viga e, inclusive, das barras da armadura de aço aumentando, conseqüentemente, a intensidade das tensões que a solicita.

CAPÍTULO 7

7. Conclusões e sugestões

7.1. Conclusões

Conforme os resultados obtidos, as expansões por RAA referentes aos pilares apresentaram magnitudes mais significativas para tensões solicitantes de menores intensidades, chegando a atingir 90% da contração imediata ao carregamento para os casos de menores tensões solicitantes. Esta constatação ressalta o efeito de inibição da expansão exercido pela tensão de compressão. Apesar de se esperar que a taxas de armaduras maiores correspondessem menores expansões por RAA, em face de seu efeito de contenção, esta tendência não foi significativa. Tal realidade pode ser atribuída à propensão das armaduras passivas, de taxas maiores, atraírem para si esforços normais mais elevados, resultando em tensões de compressão menores no concreto favorecendo assim a ampliação das deformações decorrentes do efeito em estudo.

As consequências do efeito expansivo da RAA, sobre as tensões na armadura de aço foram pouco relevantes, tendo em vista que, suas intensidades, muito inferiores à tensão de escoamento do material no instante imediato ao carregamento, apresentaram redução.

Os pilares parede apresentaram comportamentos semelhantes àqueles reportados para os pilares à compressão simples, ressaltando-se, porém, que foi detectada micro-região inserida na zona de introdução do carregamento, que está solicitada mediante tensão de tração na direção “y”, de intensidade eminentemente maior que nos demais pontos da massa de concreto.

No tocante às vigas, os resultados obtidos revelaram tendência, para os deslocamentos, semelhante àquela apresentada pelos pilares, no que concerne,

exclusivamente, à influência das tensões no concreto. Para a condição de viga descarregada o deslocamento por RAA atingiu magnitude de até 3,6 vezes daquele constatado no instante imediato ao carregamento. Por outro lado, para este tipo de elemento estrutural, constatou-se o efeito de contenção de deformações exercido pelas barras da armadura de aço, uma vez que os deslocamentos por RAA apresentaram-se tanto maiores quanto menor a taxa de armadura adotada.

Apesar da pouca variabilidade das tensões de compressão com o tempo, em todos os modelos analisados, para maiores tensões solicitantes, a redução da resistência do concreto devido à ocorrência da RAA, promoveu o declínio da tensão normalizada em relação à tensão de pico para até um valor próximo e/ou igual à unidade, caracterizando condição de elevada probabilidade de ruína. Esse comportamento justifica a necessidade de atenção, sobretudo, na repercussão do declínio das propriedades mecânicas do concreto afetadas pela RAA, na estabilidade interna do elemento estrutural.

Em todos os modelos analisados, embora a temperatura não tenha influenciado a magnitude final dos deslocamentos, ficou evidente seu efeito acelerador do fenômeno, quando se constata que, para temperaturas mais baixas, ele foi deflagrado, e, posteriormente, estabilizado, em idades mais avançadas. Tendo em vista as consequências da RAA na cronologia da evolução do processo de degradação do material verificou-se, inclusive, a necessidade de fixação de diferentes periodicidades para as intervenções corretivas, voltadas à preservação do bom desempenho mecânico dos elementos estruturais, em conformidade com a temperatura.

7.2. Sugestões para trabalhos futuros

O código computacional que deu suporte a este trabalho, enquanto ferramenta utilizada para obtenção dos resultados voltados para a análise numérica se mostrou satisfatório, de modo que se justifica o seu aprimoramento habilitando-o ao apoio técnico a empreendimentos futuros.

Diante do exposto, sugere-se a implementação de critério de ruína do material que contemple, inclusive, a evolução da relação constitutiva, baseada na contração da envoltória de ruptura do concreto. Acrescente-se, também, a adoção de modelo de aderência com deslizamento (bond-slip), a adição de armadura transversal e recurso adequado à análise detalhada da propagação da fissuração do concreto com o tempo.

Por outro lado, como sugestão para trabalhos de pesquisa futuros, é oportuno o estudo da influência da forma e dimensão dos agregados, e do grau de sua usinagem, no efeito expansivo da RAA.

Referências Bibliográficas

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS DE NORMAS TÉCNICAS (2007): **Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento**. NBR 6118, ABNT, Rio de Janeiro, pp. 170, 2007.

BATHE, K.J. (1982) – **Finite Element Procedures in Engineering Analysis**. Prentice Hall.

BEYENE, M., SNYDER, A., LEE, R.J., e BLASZKIEWICZ, M. (2013): **Alkali Silica Reaction (ASR) as a root cause of distress in a concrete made from Alkali Carbonate Reaction (ACR) potentially susceptible aggregates**. Cement and Concrete Research, Vol. 51, pp. 85-95.

BOURNAZEL, J.P., BARY, B. e CAPRA, B. (1994): **Theoretical Modeling of the Durability of a Dam – the Use of Thermodynamics of Irreversible Processes**. Dams Fracture and Damage. Ed. Balkema, Rotterdam, pp. 177-187.

CAPRA, B. e BOURNAZEL, J. P. (1998): **Modelling of Induced Mechanical effects of Alkali-Aggregate Reactions**. Cement and Concrete Research, Vol. 28, N.2, pp. 251-260.

CAPRA, B. e SELIER, A. (2002): **Ortotropic Modelling of Alkali-Aggregate Reaction in Concrete Structures: Numerical Simulations**. Mechanics of Materials, Vol 35, pp. 817-830.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **CEB-FIP Model Code 1990**. London, Thomas Telford, 1993.

CHARLWOOD, R.G. (1994) – **A Review of Alkali-aggregate Reaction in Hydroelectric Plants and Dams**. Hydropower Dams, n 1, pp. 73-80.

CHATTERJI, S. (2005): **Chemistry of Alkali-silica Reaction and Testing of Aggregates**. Cement & Concrete Composites, Vol. 27, pp. 788-795.

COOK, R.D., MALKUS, D.S. e PLESHA, M.E. (1989) – **Concepts and Applications of Finite Element Analysis**. John Wiley & sons. Third Edition. Singapore.

DESAI, C.S. e SIRIWARDANCE, H.J. (1972): **Constitutive Laws for Engineering Material**. Prentice-Hall, New Jersey.

DUNANT, C. F. e SCRIVENER, K. L. (2012): **Effects of uniaxial stress on alkali-silica reaction induced expansion of concrete**. *Cement and Concrete Research*. Vol. 42, pp. 567–576.

FARAGE, M.C.R.; FAIRBAIR, E.M.R. e ALVES, J.L.D.(2000): **Modelagem e Implementação Computacional do Concreto Sujeito à Reação Álcali Agregado**. XXIX Jornadas Sudamericanas de Ingenieria Estructural.

FOURNIER, B., e BÉRUBÉ, M. A., (2000): **Alkali-Aggregate Reaction in Concrete: A Review of Basic Concepts and Engineering Implications**. *Canadian Journal of Civil Engineering*. 27, pp. 167-191.

FURUSAWA, Y., OHGA, H. e UOMOTO, I. (1994): **An Analytical Study Concerning Prediction of Concrete Expansion due to Alkali-Silica Reaction**. In 3rd International Conference on Durability of Concrete. Nice, France, ed. Malhotra, pp. 757-780.

GAO, X. X., MULTON, S., CYR, M. e SELLIER, A. (2013): **Alkali-silica reaction (ASR) expansion: Pessimum effect versus scale effect**. *Cement and Concrete Research*, Vol 44, pp. 25-33.

GHANEM, H., ZOLLINGER, D. e LYTTON, R (2010). **Predicting ASR aggregate reactivity in terms of its activation energy**. *Construction and Building Materials*, Vol. 24, pp. 1101–1108

HOGNESTAD, E. (1951): **A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members**. Bolletin n. 399, Engineering Experiment Station, University of Illinois, Urbana, Illinois, Vol. 49, n 22.

KWAK, H.G. e FILIPPOU, F.C. (1990): **Finite Elements Analysis of Reinforced Concrete Structures under Monotonic Loads**. Report UCB/SEMM-90/14, Berkeley, Califórnia.

KUPFER, H.B. e GERSTLE, K.H. (1973): **Behaviour of Concrete under Biaxial Stresses**. *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 99, n. 4, pp. 853-866.

LARIVE, C. e COUSSY, O. (1994): **Modélisation Mécanique de l'alcali-reaction. Les Assais Accélérés au Service d'une Approche Théorique.** Journées des Science pour l'ingénieur, 2, pp. 225-233.

LÉGER, P., TINAWI, R. e MOUNZER, N. (1995): **Numerical Simulation of Concrete Expansion Dams Affected by Alkali-Aggregate Reaction: State-of-the-Art.** Canadian Journal Of Civil Engineering. 22, pp. 692-713.

LU, D., FOURNIER, B. e GRATTAN-BELLEW, P.E. (2006): **Evaluation of Accelerated Test Methods for Determining Alkali-silica reactivity of Concretes Aggregates.** Cement & Concrete Composites", 28, pp. 546-554.

MADUREIRA, E.L. (2007): **Simulação Numérica do Comportamento Mecânico de Elementos de Concreto Armado Afetados pela Reação Álcali-Agregado.** Tese de Doutorado, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, p. 208.

MADUREIRA, E.L. e SILVA, A.L.A. (2013): **Project1 – Programa para visualização de campos de tensões resultantes de análises não lineares de modelos bidimensionais de elementos finitos.** Versão 1.0, Rio Grande do Norte: DEC/UFRN.

MEHTA, P. K. e MONTEIRO, P. J. M. (2006): **Concrete: Microstructure, Properties, and Materials.** 3rd Ed., McGraw-Hill, Berkeley, p. 684.

MULTON, S. e TOUTLEMONDE, F. (2006): **Effect of Applied Stresses on Alkali-silica Reaction-induced Expansions.** Cement and Concrete Research, 36, pp. 912-920.

PAN, J. W., FENG, Y. T., WANG, J. T., SUN, Q. C., ZHANG, C. H., e OWEN, D. R. J. (2012): **Modeling of alkali-silica reaction in concrete: a review.** Frontiers of Structural and Civil Engineering, Vol.6(1), pp.1-18.

PAPPALARDO Jr, A., PAULETTI, R.M.O. e PIMENTA, P.M. (1999): **Simulação Numérica da Reação Álcali-Agregado em Barragens de Concreto.** Revista Mackenzie de Engenharia e Computação, Ano1, n. 1, pp. 169-180.

PIETRUSZCZAC, S. (1996): **On the Mechanical Behaviour of Concrete Subjected to Alkali-Aggregate reaction.** Computers & Structures. Vol. 58, n. 6, pp. 1093-1097.

PITANGUEIRA, R. L. S. e PARENTE JR., E. (1997). **Nlpos – Programa para visualização de resultados de análises não lineares de modelos bidimensionais de elementos finitos**. Versão 1.0, Rio de Janeiro: DEC/PUC-Rio.

POOLE, A.B. (1992) – **The Alkali-silica Reaction in Concrete**. *Ed Swamy*, Blackie, London.

RAMYAR, K., TOPAL, A. e ANDIÇ, O. (2005): **Effects of Aggregate Size and Angularity on Alkali-Silica Reaction**. *Cement and Concrete Research*, 35, pp. 2165-2169.

SHAYAN, A., e QUICK, G.W. (1992): **Microscopic Features of Cracked and Uncracked Concrete Railway Sleepers**. *ACI Material Journal*. Vol. 89, n. 4, pp. 348-361.

SILVEIRA, J. F. A. (1997): **A Expansão do Concreto em Barragens Afetadas pela RAA e a Importância das Tensões Confinantes**. *Simpósio sobre Reatividade Álcali-Agregado em Estruturas de Concreto*.

STANTON, T.E. (1940): **Expansion of Concrete Through Reaction Between Cement and Aggregates**. *Proceedings of the American Society of Civil Engineering*.

SWAMY, R. N., e AL-ASALI, M. M. (1988): **Engineering Properties of Concrete Affected by Alkali-Silica Reaction**. *ACI Materials Journal*, September/October 1988, pp.367-374.

WINNICKI, A. e PIETRUSZCZAK, S. (2008): **On Mechanical Degradation of Reinforced Concrete Affected by Alkali-Silica Reaction**. *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 134, No. 8, pp. 611–627.

ANEXO 1

Manual descritivo do ANLE

1. Introdução

Este manual tem por objetivo a descrição operacional da estrutura lógica do programa apresentado no Capítulo 4. Nele está sendo apresentada a caracterização funcional das sub-rotinas mais fundamentais dentro da estrutura lógica do programa.

2. Estruturação geral

O programa foi distribuído em 5 etapas básicas. A primeira se refere ao início do programa. As três etapas seguintes estão caracterizadas a partir da divisão do módulo principal em três sub-módulos (Figura 1), e a quinta e última se refere à sua finalização.

O primeiro dos sub-módulos, refere-se à geração da malha de elementos finitos, do carregamento e dos elementos. As sequências estruturadas de comandos voltados para a análise tensão-deformação, referentes ao carregamento e aos efeitos reológicos, estão esquematizadas nos sub-módulos II e III, respectivamente.

3. Início do programa

Nesta etapa são definidas as matrizes, criadas as unidades de armazenamento de dados e lidos os parâmetros de controle referentes ao problema a resolver. Os parâmetros de controle pertinentes são: o total de pontos nodais da malha de elementos finitos; o total de grupos de elementos; o total de casos de carga; o total de graus de liberdade por ponto nodal; os tipos de efeito reológico a

considerar; o total de intervalos de tempo, conforme discretização do domínio do tempo.

Todos os dados do problema serão lidos a partir do arquivo denominado “**ACNBIDAT**”, gerado previamente através da utilização de um pré-processador numérico o **GERDATB7**, elaborado especificamente para tal fim.

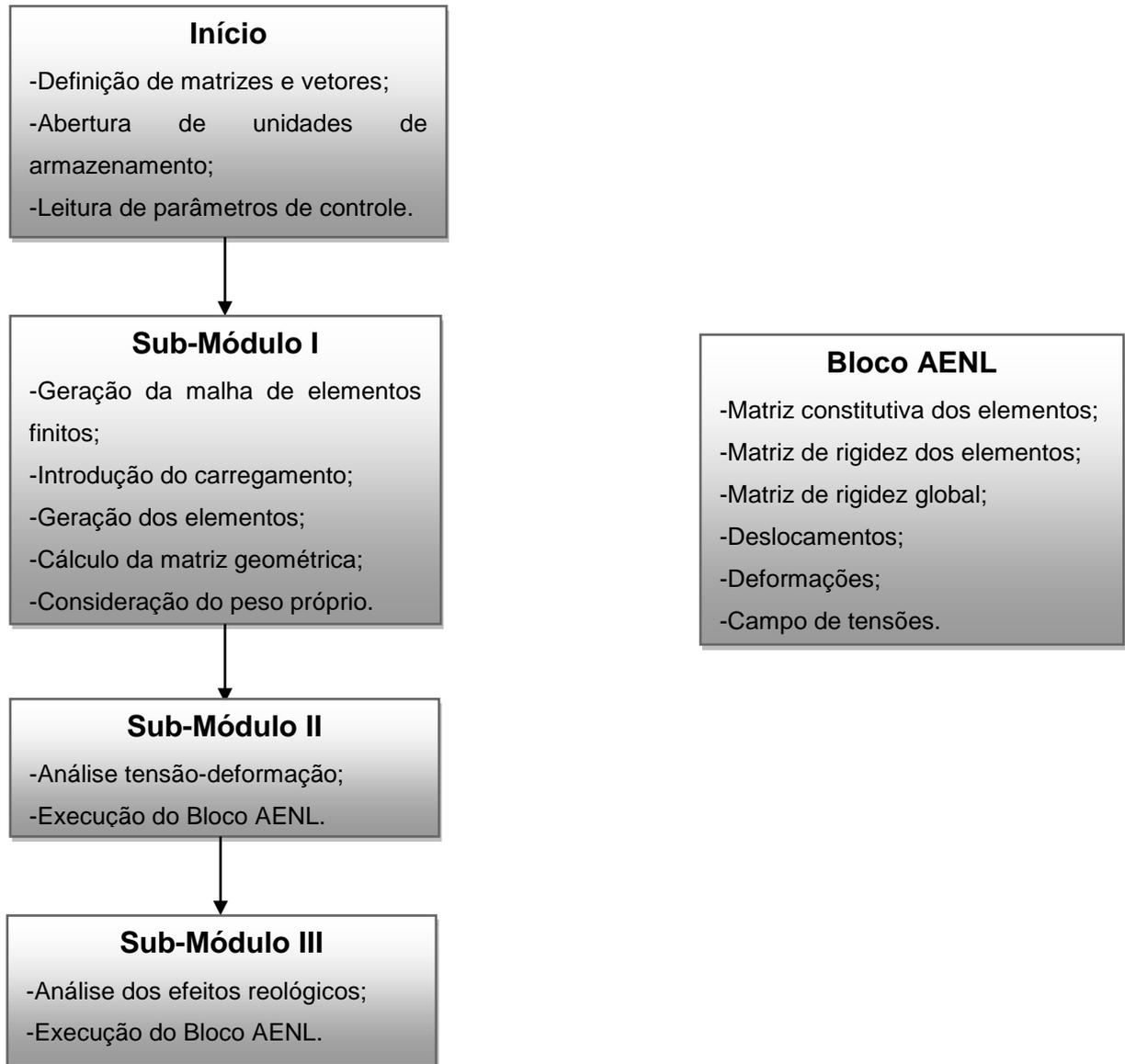


Figura 1. – Organograma geral do programa

Após a leitura dos dados de controle, o programa pré-dimensiona o espaço de memória no vetor ponteiro, para armazenamento de vetores da etapa seguinte. Tal espaço é comparado com o campo reservado a partir das declarações “**dimension**” e “**common**”. Se o espaço alocado for inferior ao necessário, o programa emitirá

mensagem de erro orientando quanto aos ajustes pertinentes e sua execução é interrompida.

4. Segunda etapa

Esta etapa é definida pelo sub-módulo I (Figura 2) na estrutura do qual são gerados a malha de elementos finitos, o carregamento, os elementos juntamente com os parâmetros relevantes de seus materiais e a matriz deformação-deslocamento ou matriz "B".

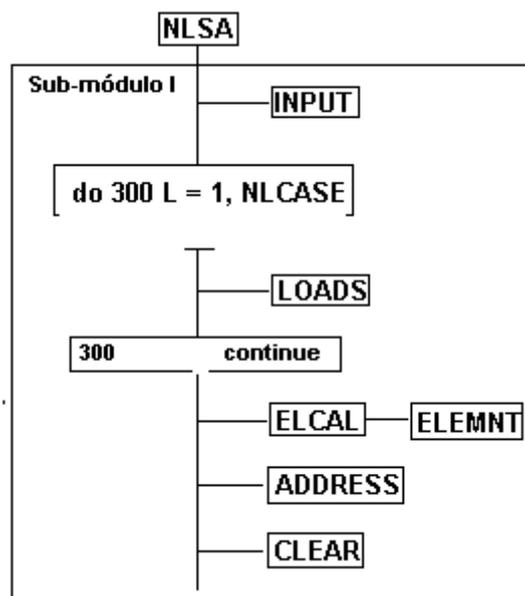


Figura 2. – Sub-módulo I

Na sequência lógica do sub-módulo I, inicialmente é ativada a sub-rotina **INPUT**, cuja função é gerar os pontos nodais da malha de elementos finitos. Em sua primeira parte é realizado um “looping” sobre o total de pontos nodais da malha de elementos finitos, no interior do qual são procedidas a leitura e a impressão das informações básicas referentes a cada um desses pontos. Tais informações representam o número de ordem do ponto nodal no âmbito da malha de elementos finitos, armazenado na variável “N”; a identificação do tipo de vinculação dos graus de liberdade de cada ponto nodal, armazenados na matriz “**ID(i,j)**”; e, as coordenadas dos pontos nodais no sistema cartesiano global, armazenadas nos vetores “**X(j)**” e “**Y(j)**”.

Em sua segunda parte, a sub-rotina **INPUT** realiza a numeração sequencial dos graus de liberdade ativos dos pontos nodais da malha de elementos finitos já com seu posicionamento definitivo no *sistema global de equações canônicas ou de equilíbrio*. Os graus de liberdade ativos são aqueles livres de se deslocar, e, portanto, definidos no sistema global. Foram distinguidos na parte inicial da sub-rotina a partir da matriz de identificação "**ID(i,j)**" de dimensão $n \times m$, onde "n" é o total de graus de liberdade por ponto nodal e "m" é o total de pontos nodais da malha de elementos finitos. Seus elementos "**id_{ij}**" se referem ao grau de liberdade "i" do ponto nodal "j" e são definidos numericamente de tal modo que, quando o grau de liberdade for ativo ter-se-á $ID(i,j) = 0$. Em caso contrário $ID(i,j) = 1$.

Para a numeração sequencial dos graus de liberdade ativos é realizada uma varredura coluna após coluna na matriz "**ID(i,j)**", no decorrer da qual é atribuído a cada um dos seus elementos nulos um número de equação. Tal número vai sequencialmente de 1(um) até o total de graus de liberdade ativos da malha, que será, ao final, o total de equações do sistema. Os elementos não nulos da matriz passam a armazenar o valor zero, e, não constam da numeração sequencial.

Uma vez tendo retornado da sub-rotina **INPUT** o módulo principal efetua o pré-dimensionamento do espaço de memória a ser reservado, para armazenar o vetor carregamento global. É aberto um ciclo sobre o total de casos de carga, dentro do qual é realizada a leitura do número de ordem e do total de cargas nodais, para cada um desses casos.

Na sequência é dimensionado o espaço de memória destinado ao armazenamento das informações referentes ao carregamento, e, é então acionada a sub-rotina **LOADS**. Esta sub-rotina gerencia a leitura das cargas nodais, incluindo as informações referentes: ao número de ordem do ponto nodal carregado; à direção da carga, e, à sua intensidade, que são armazenados nos vetores "**NOD(i)**", "**IDIRN(i)**" e "**FLOAD(i)**", respectivamente. Em seguida, as cargas são distribuídas pelos graus de liberdade ativos, e são subdivididas em incrementos, resultando o vetor incremento de carga global "**R(i)**", que é armazenado em unidade de disco específica.

O ciclo no módulo principal é então fechado, e, na sequência é ativada a sub-rotina **ELCAL** que tem como função proceder à geração dos elementos.

A sub-rotina **ELCAL** abre um ciclo sobre os grupos de elementos. Inicialmente, para cada grupo de elementos é efetuada a leitura de uma linha de dados, incluindo o número de ordem do grupo de elementos, o total de elementos do grupo e o total de materiais utilizados pelo grupo de elementos. Estas informações são armazenadas no vetor **NP**(i).

Ainda dentro do ciclo, a sub-rotina **ELCAL** aciona a sub-rotina **ELEMNT**, que por sua vez aciona sequencial e alternativamente, as cadeias de sub-rotinas apropriadas para a geração dos elementos, conforme seja o seu tipo no problema em análise (Figura 3. – a). Em se tratando de apenas um tipo de elemento, caso em que o elemento estrutural é fabricado em concreto simples, é acionada apenas a cadeia de sub-rotinas “**A**” representada pelo fluxograma da Figura 3. – b). Quando necessário utilizar mais de um tipo de elemento de forma combinada, caso em que o elemento estrutural é fabricado em concreto armado, devem ser acionadas sequencialmente as cadeias de sub-rotinas “**A**” e “**B**”, esta última ilustrada na Figura 3. – c).

As sub-rotinas **PQUAD** e **PLINE** pré-dimensionam o espaço de memória no vetor ponteiro, destinado aos vetores e matrizes envolvidos nesta etapa do processamento. As sub-rotinas **PQUAD2** e **PLINE2** são subdivididas em três partes, e, a sub-rotina **QUADS** em duas. Nesta etapa do programa apenas a primeira parte dessas sub-rotinas é acionada.

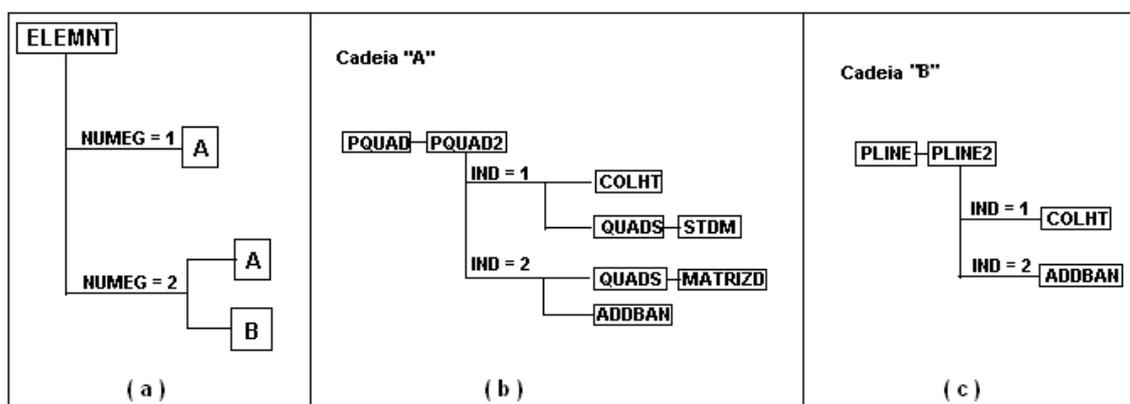


Figura 3. – (a) Ramificações do elo de ação da sub-rotina **ELEMNT**; (b) Cadeia de sub-rotinas “**A**”; (c) Cadeia de sub-rotinas “**B**”

A primeira parte da sub-rotina **PQUAD2** gerencia a leitura dos dados dos elementos planos tais como: espessura e dimensão, peso específico, direção da força da gravidade, e *ordem de integração de Gauss* a ser adotada, que pode ser 2 ou 3.

Para cada tipo de material são lidos a resistência característica, o coeficiente de Poisson e a dimensão do agregado graúdo utilizado para a fabricação do concreto. São gerados inclusive, com base no " f_{ck} ", os parâmetros básicos dos modelos de fissuração e de compressão, tais como energia de fraturamento, resistência à tração, deformações últimas de tração e de pico em compressão, e o módulo de deformação.

Na sequência desta etapa são lidos e impressos os elementos com suas incidências nodais. Os graus de liberdade dos pontos nodais de cada elemento, ordenados conforme a sua numeração sequencial no âmbito do sistema de equações canônicas, são então armazenados na matriz das conectividades "**LM**". As sub-rotinas **COLHT** e **QUADS** são então acionadas, e, após essa operação, é realizada a distribuição do carregamento nodal consistente referente ao peso próprio entre os graus de liberdade ativos.

A sub-rotina **COLHT** tem como função gerenciar o cálculo das alturas e largura da matriz banda. Em sua primeira parte a sub-rotina **QUADS** seleciona os pontos e os pesos de Gauss a utilizar, em conformidade com a ordem de integração adotada, calcula e armazena a matriz constitutiva inicial do concreto e aciona a sub-rotina **STDM** cuja função é calcular a matriz "**B**" e armazena-la em unidade própria.

O cálculo da contribuição de cada elemento para a carga nodal consistente, referente ao peso próprio, é realizado em **QUADS**.

Em sua fase inicial, a sub-rotina **PLINE2** gerencia a leitura de dados fundamentais dos elementos **L3**. Para cada um dos aços envolvidos comanda a leitura de uma linha de dados com informações referentes ao módulo de deformação, à área da seção transversal da armadura, e, à tensão de escoamento característica. Gerencia a leitura dos elementos com suas incidências nodais, e, determina e armazena a matriz "**B**". Pela mesma razão mencionada para a sub-rotina **PQUAD2**, ela também aciona a sub-rotina **COLHT**.

Uma vez tendo retornado da sub-rotina **ELCAL**, o módulo principal aciona as sub-rotinas **ADDRES** e **CLEAR**. A primeira delas define o posicionamento dos elementos da diagonal principal na matriz banda em configuração “skyline”. A segunda realiza a limpeza de um espaço de memória do vetor ponteiro, até então ocupado por vetores que passam a ser desnecessários para as fases seguintes.

5. Terceira etapa

Neste estágio é realizada a análise tensão-deformação propriamente dita, referente à ação do peso próprio e da sobrecarga. Sobre os incrementos da sobrecarga são realizadas iterações para determinação da configuração de equilíbrio. Em cada uma das iterações que se sucedem são determinadas as matrizes de rigidez dos elementos com as quais é realizada a montagem da matriz de rigidez global. Em seguida são calculados os deslocamentos referentes aos incrementos de carga, e os deslocamentos e deformações acumulados. É obtido também o campo de tensões solicitantes ao final de cada incremento de carga.

Esta terceira etapa corresponde à execução da sequência de procedimentos esquematizada pelo fluxograma do sub-módulo II (Figura 4) o qual inicia-se com a abertura de ciclos concêntricos sobre os casos de carregamento, sobre os incrementos de carga e sobre o procedimento iterativo de equilíbrio. Dentro destes ciclos, o módulo principal aciona a sub-rotina **ASSEM**, a qual por sua vez aciona **ELEMNT**, com o objetivo de calcular a matriz constitutiva e a matriz de rigidez dos elementos, e, realizar a montagem da matriz de rigidez global. Para tal fim, a sub-rotina **ELEMNT** seleciona as cadeias de sub-rotinas de forma idêntica àquela realizada na etapa 2 (Figura 3).

Nesta etapa são processadas a segunda parte das sub-rotinas **PQUAD2**, **PLINE2** e **QUADS**. Esta última aciona a sub-rotina **MATRIZD** conforme fluxograma da figura 3. – b), a qual calcula os termos da matriz constitutiva “**D**” referente aos elementos planos. Para os elementos unidimensionais este procedimento é realizado no corpo da própria sub-rotina **PLINE2**.

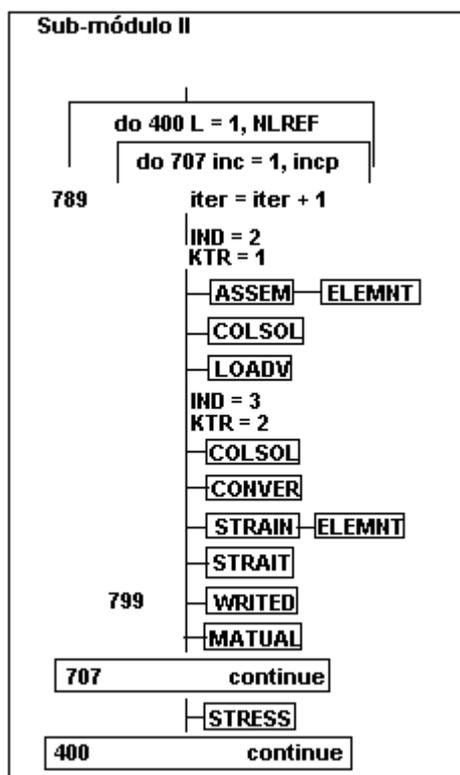


Figura 4. – Sub-módulo II

Para cada um dos pontos de integração a matriz constitutiva é calculada a partir das relações constitutivas adotadas, aplicadas a cada uma das direções principais. A contribuição de cada ponto de integração dos elementos para cada termo da matriz de rigidez é calculada e armazenada em forma de vetor. A sub-rotina **ADDBAN** realiza então a montagem da matriz de rigidez global segundo a forma triangular superior de distribuição, e, remete seus elementos para sua posição definitiva no vetor ponteiro.

Uma vez montada a matriz de rigidez global o programa passa a efetuar a resolução do sistema de equações canônicas, através da qual se obtém o vetor deslocamento global. Para tanto é acionada a sequência de sub-rotinas **COLSOL**, **LOADV**, **COLSOL**. A sub-rotina **COLSOL** é subdividida em duas partes. Na primeira parte é realizada a fatoração segundo a forma triplo produtória **L.D.L^T**, após o que o programa retorna ao módulo principal que aciona a sub-rotina **LOADV** para proceder a introdução do vetor carregamento. A seguir, o módulo principal aciona a sub-rotina **COLSOL**, uma segunda vez, e, sua segunda parte é executada completando a resolução do sistema de equações canônicas mediante o processo de retro-substituição.

Complementando a terceira etapa, o módulo principal aciona a sub-rotina **STRAIN**, que por sua vez aciona **ELEMNT** a qual gerencia o cálculo das deformações em todas as interações de cada um dos incrementos de carga. Nesta fase, são definidos os vetores deslocamentos nodais dos elementos, cujas componentes são extraídas a partir do vetor deslocamento global usando-se para isso a matriz “**LM**”. Tal procedimento está implementado nas sub-rotinas **PLINE2** ou **PQUAD2**.

A seguir, a sub-rotina **STRAIT** é acionada para que seja realizado o cálculo das deformações acumuladas.

Na sequência o módulo principal aciona as sub-rotinas **WRITED** e **MATUAL**. A sub-rotina **WRITED** tem como função calcular os deslocamentos totais acumulados e gerenciar a sua impressão no arquivo de saída de resultados. A sub-rotina **MATUAL** tem a função de atualizar a matriz de rigidez secante global. Por fim, o módulo principal aciona a sub-rotina **STRESS** para realização do cálculo e a impressão das tensões solicitantes ao fim de cada incremento de carga.

6. Quarta etapa

Nesta etapa, o programa realiza a análise no que concerne aos efeitos de fluência e RAA, conforme a estrutura computacional ilustrada na Figura 5. O sub-módulo referente a esta etapa é o de número III que inicia-se com a abertura de três ciclos concêntricos sobre os intervalos de tempo, sobre os incrementos de tempo e sobre cada um dos tipos de efeito reológico a considerar.

A primeira sub-rotina acionada pelo módulo principal é a sub-rotina **REOLOG**, que por sua vez aciona as sub-rotinas **FLUENCIA** e **RAAMODEL**. As funções destas sub-rotinas são calcular as deformações por fluência e por RAA, e, determinar o carregamento nodal consistente, que é armazenado em unidade de disco específica.

Neste estágio é obedecida uma sistemática idêntica àquela adotada para a análise estrutural envolvendo a solicitação do carregamento externo.

Deste estágio em diante, como pode ser constatado a partir do fluxograma da Figura 5, o processamento da quarta etapa do programa apresenta uma estrutura

lógica idêntica àquela do sub-módulo II. Assim sendo, aplica-se aqui, o mesmo teor descritivo referente àquele sub-módulo.

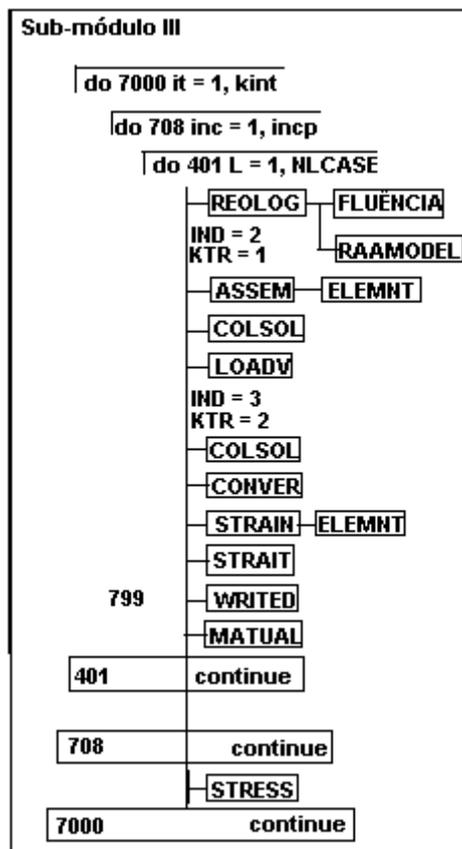


Figura 5. – Sub-módulo III

7. Etapa final

Nesta etapa é realizada a preparação dos resultados obtidos para armazenamentos nos arquivos diretores apropriados referentes ao pós-processamento desses resultados para realização de saída gráfica.

Para esse fim o módulo principal aciona a sub-rotina **PREPOS** que elabora a organização do padrão de saída dos resultados em conformidade com as necessidades dos pós-processadores utilizados.