

UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO

PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO
MECÂNICO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO
AFETADOS PELA REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO**

TESE DE DOUTORADO

AUTOR: EDMILSON LIRA MADUREIRA

ORIENTADOR: JOSÉ INÁCIO DE SOUZA LEÃO ÁVILA

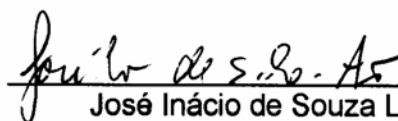
RECIFE, FEVEREIRO DE 2007

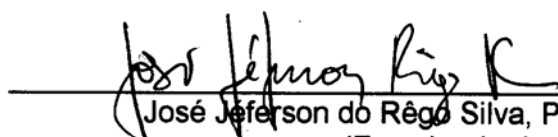
Simulação Numérica do Comportamento Mecânico de Elementos de Concreto Armado Afetados pela Reação Álcali-Agregado

Edmilson Lira Madureira

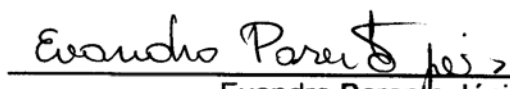
TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS À OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR EM CIÊNCIAS DE ENGENHARIA CIVIL.

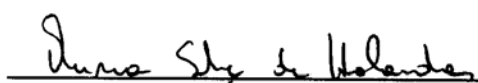
Aprovado por:


José Inácio de Souza Leão Ávila, Ph. D.
(Orientador)


José Jefferson do Rêgo Silva, Ph. D.
(Examinador Interno)


Romilde Almeida de Oliveira, D. Sc.
(Examinador Interno)


Evandro Parente Júnior, D. Sc.
(Examinador Externo)


Aurea Silva de Holanda, D. Sc.
(Examinador Externo)

M183s **Madureira, Edmilson Lira**

Simulação numérica do comportamento mecânico de elementos de concreto armado afetados pela reação álcali-agregado / Edmilson Lira Madureira. – Recife: O Autor, 2007.

208 f.; il., gráfs., tabs.

Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Depto. de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2007.

Inclui referências bibliográficas e apêndices.

1. Engenharia Civil. 2. Estruturas. 3. Concreto Armado. 4. Reação Álcali-Agregado. I. Título.

624 CDD (22.ed.)

UFPE/BCTG/2007-075

AGRADECIMENTOS

À CAPES pelo apoio financeiro;

À UFRN pela liberação para realização do curso;

Ao meu orientador, Professor José Inácio de Souza Leão Ávila, pela contribuição crucial de seu cabedal de conhecimento e obstinação pelo produto aperfeiçoado.

Ao corpo docente do curso de pós-graduação em Engenharia Civil da UFPE

Aos anônimos que contribuíram direta e indiretamente para a consecução deste trabalho

A DEUS

Resumo da tese apresentada à UFPE como parte dos requisitos necessários à obtenção do grau de Doutor em Ciências (D.Sc.)

**SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE
ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO AFETADOS PELA REAÇÃO
ÁLCALI-AGREGADO**

por

Edmilson Lira Madureira

Orientador: José Inácio de Souza Leão Ávila

O objetivo deste trabalho é a simulação numérica do efeito expansivo decorrente da reação álcali-agregado em elementos de concreto armado. A natureza quimicamente inerte dos agregados do concreto de cimento Portland foi questionada por Stanton (1940), mas, só despertou interesse no âmbito da Engenharia Civil a partir da década de oitenta quando foram constatados danos em estruturas de concreto afetadas por tal reação. As avarias reportadas vão desde fissuração localizada até a ruína generalizada e comprometimento da funcionalidade. A resolução efetiva do problema é muito difícil uma vez que a descrição do mecanismo envolvido não é respaldada em formulação teórica conclusiva, haja vista que as pesquisas sobre o assunto ainda se encontram em estágio incipiente, e, os ensaios experimentais voltados para a observação criteriosa do fenômeno demandarem períodos de tempo consideráveis. A simulação numérica, além de representar instrumento adequado à quantificação da extensão dos danos provocados pela RAA, pode auxiliar a tomada de decisões quanto à recuperação estrutural, e, servir de base para modificações de critérios de dimensionamento. A maioria dos modelos desenvolvidos utiliza relações constitutivas lineares, sendo considerados precários, haja vista o comportamento mecânico não-linear do concreto, e, a natureza aleatória e anisotrópica da RAA. A simulação numérica realizada neste trabalho utilizou como ferramenta computacional um programa desenvolvido com base no método dos elementos finitos com relações constitutivas não-lineares para o concreto, e, um modelo termodinâmico para avaliar as deformações por RAA, as quais foram consideradas no espaço bidimensional.

Palavras-chave: 1. Engenharia Civil. 2. Estruturas. 3. Concreto Armado. 4. Reação Álcali-Agregado. 5. Simulação Numérica.

Abstract of Thesis presented to UFPE as partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Science (D.Sc.)

**NUMERICAL SIMULATION OF THE MECHANICAL BEHAVIOUR OF
REINFORCED CONCRETE MEMBERS AFFECTED BY ÁLCALI-
AGGREGATE REACTION**

by

Edmilson Lira Madureira

Supervisor: José Inácio de Souza Leão Ávila

The subject of this work is the numerical simulation of the swelling due to alkali-aggregate reaction in reinforced concrete members. The inert chemically nature of the aggregate of cement Portland concrete was early questioned by Stanton (1940), nevertheless, just awaked Civil Engineering community interest, in 1980's decade, because its damage in concrete structures affected by reaction. The impairs involve: localized cracking, generalized failure and structural performance decadance. The problem effective resolution is very difficult that's why the mechanical description of the phenomenon is not based on conclusive theoretical formulation, the research about this matter is yet on initial stage, and, the experimental tests to judicious observations of the phenomenon spend expressive period of time. The numerical simulation may play the role of suitable tool to quantify the AAR damage, is helpful to decide about the structural recuperation and also to provide base to modification on structural members design criterion. The greater number of models developed, are based on linear constitutive relations, thus, they are considered precarious, because the non linear mechanical behavior of concrete, and the randomic and anisotropical nature of the AAR. The numerical simulation was performed by using a program developed on the base of the finite element method, non linear constitutive relationships to the concrete, and, a thermodynamical model to predict the AAR swelling.

Keywords: 1. Civil Engineering. 2. Structures. 3. Reinforced Concrete. 4. Alkali-Aggregate Reaction. 5. Numerical Simulation

ÍNDICE

CAPÍTULO I – INTRODUÇÃO.....	1
------------------------------	---

CAPÍTULO II – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 – Introdução.....	6
2.2 – Processo físico-químico.....	6
2.3 - Fatores Indispensáveis ao Desenvolvimento da RAA.....	8
2.4 - Fatores influentes.....	11
2.5 - Evolução da expansão com o tempo.....	13
2.6 – Interação com outros fenômenos.....	15
2.7 – Conseqüências da RAA.....	16
2.8 - Prevenção e correção.....	17
2.9 – Modelagem Numérica das Deformações por Reação Álcali Agregado.....	20
2.9.1 – Modelo paramétrico de Léger.....	21
2.9.2 – Modelo de Pietruszczac.....	24
2.9.3 – Modelo Analítico de Materiais Heterogêneos.....	28
2.9.4 - Modelo Probabilístico.....	29
2.9.5 - Modelo Termodinâmico de Materiais Porosos Reativos.....	32
2.9.6 - Modelos Termodinâmicos do Concreto Danificado.....	32
2.9.7 – Modelo de Capra e Bournazel.....	34
2.9.8 – Modelo de Pappalardo.....	36
2.9.9 – Modelo de Farage.....	39
2.9.10 – Modelo de Capra e Sellier.....	41

CAPÍTULO III – COMPORTAMENTO DO CONCRETO

3.1 – Introdução.....	49
3.2 - Estado uniaxial de tensões.....	49
3.3 - Estado plano de tensões	51
3.4 – Concreto fissurado.....	58
3.5 – Concreto Armado.....	60

3.6 – Fenômeno de fluência.....	62
---------------------------------	----

CAPÍTULO IV – MODELAGEM PROPOSTA

4.1 – Introdução.....	66
4.2 – Modelo constitutivo para as deformações imediatas do concreto.....	67
4.2.1 – Aspectos fundamentais.....	67
4.2.2 – Curva tensão-deformação do concreto em compressão.....	67
4.2.3 – Modelo do concreto fissurado.....	68
4.2.4 – Aplicação do modelo ortotrópico.....	69
4.3 - Modelo constitutivo para o aço.....	70
4.3.1 – Generalidades.....	70
4.3.2 – Diagrama simplificado.....	70
4.3.3 – Modelagem do aço	71
4.4 – Modelo de fluência do concreto.....	72
4.5 - Modelo de deformação por Reação Álcali Agregado.....	76
4.6 – Degradação do concreto por RAA.....	78

CAPÍTULO V – APRESENTAÇÃO DO CÓDIGO COMPUTACIONAL DESENVOLVIDO

5.1 – Introdução.....	80
5.2 – Estruturação geral do programa.....	81
5.3 – Início do programa.....	82
5.4 – Segunda etapa do programa.....	83
5.5 – Terceira etapa do programa.....	85
5.6 - Quarta etapa do programa.....	88
5.7 – Etapa final.....	89

CAPÍTULO VI – VALIDAÇÃO DO PROGRAMA

6.1 – Introdução.....	90
-----------------------	----

6.2 – Elementos estruturais submetidos à solicitação axial simples.....	90
6.2.1 – Pilar em concreto simples.....	92
6.2.2 – Pilar em concreto armado.....	94
6.3 – Viga de concreto armado.....	96
6.4 – Elemento estrutural de concreto armado afetado por RAA.....	98
6.5 – Bloco de concreto simples.....	101
6.6 – Pilar de concreto armado afetado pela RAA.....	103

CAPÍTULO VII – SIMULAÇÃO NUMÉRICA DA RAA

7.1 – Introdução.....	106
7.2 – Pilar solicitado à compressão simples.....	109
7.2.1 – Exemplos estudados.....	109
7.2.2 – Resultados obtidos.....	110
7.2.3 – Análise dos resultados.....	120
7.3 – Viga	122
7.3.1 – Exemplos estudados.....	122
7.3.2 – Resultados obtidos	124
7.3.3 – Análise dos resultados.....	135
7.4 - Pilar Parede.....	137
7.4.1 – Exemplos estudados.....	137
7.4.2 – Resultados obtidos.....	138
7.4.3 – Análise dos resultados.....	148
7.5 – Viga parede.....	149
7.5.1 – Exemplos estudados.....	149
7.5.2 – Resultados obtidos.....	150
7.5.3 – Análise de resultados.....	156
7.6 – Blocos de fundação.....	156
7.6.1 – Exemplos estudados.....	156
7.6.2 – Resultados obtidos.....	159
7.6.3 – Análise dos resultados.....	164

CAPÍTULO VIII – CONCLUSÕES E SUGESTÕES

8.1 – Conclusões.....	165
8.2 – Sugestões para trabalhos futuros.....	167
LISTA DE FIGURAS.....	168
LISTA DE QUADROS.....	173
NOTAÇÕES.....	174
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	180
APÊNDICES	
Apêndice I - Manual descritivo do ANLE.....	194
Apêndice II - Manual de Entrada do ANLE.....	203
Apêndice III - Planilha com resultados das expansões por RAA da seção 7.3.....	207
Apêndice IV - Planilha com resultados das expansões por RAA da seção 7.4.....	208

CAPÍTULO 1

1 - Introdução

1.1 – Objetivo

O presente trabalho tem por objetivo a simulação numérica do comportamento mecânico de elementos estruturais de concreto armado afetado pela Reação Álcali-Agregado, utilizando-se um código computacional desenvolvido com base no método dos elementos finitos sobre um modelo ortotrópico não-linear bidimensional.

1.2 - Justificativa

A natureza quimicamente inerte dos agregados derivados de pedras naturais foi questionada por Stanton em 1940 quando reportou que alguns de seus constituintes mineralógicos reagem com os álcalis do cimento “Portland”. A transformação química envolvida ficou conhecida pela denominação de Reação Álcali-Agregado, ou, abreviadamente, RAA.

No início da década de oitenta, danos constatados em estruturas de concreto foram atribuídos ao efeito expansivo do gel Álcali Silicato produzido pela RAA. A preocupação com as conseqüências 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 envolvendo 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. Pode-se contabilizar seis bases para torres de refrigeração, a barragem de Tapacurá e a ponte Paulo Guerra, no bairro do Pina, além de elementos de fundação em dezenas de 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 uma 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. A carência de profissionais especializados pode trazer como consequência confusão com outros fenômenos que apresentem características semelhantes. Ressaltem-se, inclusive, os casos em que a patologia tenha se manifestado em partes de elementos estruturais localizadas em áreas de difícil acesso e visibilidade precária tais como: sapatas, blocos de fundação e bases de máquinas pesadas.

1.3 – Relevância do tema

A natureza deletéria do efeito expansivo do produto da Reação Álcali-Agregado sobre as estruturas de concreto, já representa fato de amplo conhecimento no âmbito da Ciência dos Materiais no Brasil e em todo o mundo. Suas principais consequências são a formação de fissuras e as expansões da matriz do concreto.

A fissuração do concreto constitui fonte de alteração de suas propriedades físicas fundamentais incluindo-se a Resistência à compressão, o Módulo de Deformação, a Permeabilidade e a Condutividade Térmica. Com o avanço do processo de degradação da RAA a fissuração pode evoluir para um quadro mais drástico culminando com ruptura generalizada de elementos estruturais. Pode ainda comprometer a aderência entre as barras de aço e a massa de concreto em seu entorno, diminuindo a eficácia do trabalho conjunto desses materiais, bem como facilitar a corrosão da armadura de aço.

A perda de desempenho mecânico decorrente da RAA pode levar as deformações do material a atingirem valores excessivos produzindo movimentações estruturais que podem resultar em desaprumo, desalinhamento e empenos, capazes de comprometer a funcionalidade e acarretar danos em equipamentos vitais.

Além do mais, os efeitos nocivos da RAA podem conduzir a uma condição de interação com outros efeitos reológicos, notadamente a fluência (PAPPALARDO et al 1999). Isto é verdadeiro na medida em que a fissuração decorrente da RAA torna o elemento estrutural mais suscetível aos agentes ambientais. Outrossim, o declínio do Módulo de Deformação, e uma possível redistribuição de tensões decorrentes das expansões por RAA podem contribuir para a alteração do curso normal das deformações por Fluência.

Deve-se atentar, sobretudo, para a realidade de que os efeitos da RAA são irreversíveis. A reação química uma vez iniciada é de difícil interrupção, perdurando por vários anos até o consumo total dos reagentes.

A simulação numérica das expansões decorrentes da RAA é relevante, uma vez que constitui ferramenta capaz de produzir resultados voltados para a orientação da tomada de decisões referentes aos critérios de projeto e à recuperação estrutural. No tocante à recuperação estrutural, tais decisões se referem, principalmente, ao tipo de intervenção, e, ao momento mais oportuno para realizá-la. Tais resultados podem, inclusive, servir de base para a previsão do comportamento futuro de estruturas com vistas à avaliação de alterações no decorrer de sua vida útil.

Ao início das investigações inerentes a este trabalho de tese, a simulação numérica era realizada a partir de modelos paramétricos iterativos, a exemplo do de Léger et al (1995), descrito em detalhes no capítulo 2. As expansões por RAA eram assimiladas a deformações por variação de temperatura utilizando-se relações constitutivas lineares (LEGER et al, 1995). No presente trabalho foram aplicados os preceitos da mecânica do contínuo para analisar as deformações impostas pelas

expansões devidas à RAA, utilizando-se aproximação por elementos finitos, realizando-se análise tensão-deformação mediante relações constitutivas não-lineares.

1.4 – Apresentação

Com vistas ao cumprimento dos objetivos estabelecidos para este trabalho de tese, está prevista a realização das tarefas de: revisão bibliográfica; estudo de modelos constitutivos do concreto endurecido; estudo e aplicação de modelos destinados à simulação numérica das deformações por RAA; reestruturação de um código computacional para capacitá-lo à análise não-linear de estruturas; implementação computacional dos modelos escolhidos; implementação dos elementos finitos adotados; utilização da ferramenta computacional produzida para elaboração da análise dos exemplos selecionados; e, por fim, a interpretação dos resultados.

A revisão bibliográfica está apresentada no Capítulo 2, sendo direcionada principalmente à temática central envolvendo a RAA, com incidência direta nas expansões decorrentes do fenômeno. Abordará inicialmente conceitos fundamentais ligados à RAA, e, a seguir, de forma mais enfática, os modelos existentes destinados à simulação numérica das expansões que dela resultam.

No Capítulo 3 serão apresentados os modelos constitutivos para o concreto endurecido abordando-se: a envoltória de colapso; o modelo constitutivo para o concreto em compressão; os modelos constitutivos de fissuras para o concreto em tração; e, os modelos aplicados ao fenômeno de Fluência.

No Capítulo 4 é apresentada a formulação matemática adotada para a simulação numérica objeto desta tese. Ela reúne a descrição matemática da versão adotada dos modelos constitutivos do concreto à tração e à compressão, de deformação por fluência, de expansão por RAA, de degradação do material por RAA, e, do modelo de colapso.

O Capítulo 5 descreve os procedimentos referentes à reestruturação do código computacional e a implementação dos elementos finitos e dos modelos dos quais trata o Capítulo 4.

O código computacional existente (STAP) reestruturado para aplicação neste trabalho de tese foi elaborado em linguagem FORTRAN, e desenvolvido com base no Método dos Elementos Finitos, concebido originariamente para a análise estrutural envolvendo exclusivamente elementos lineares de treliça. Está disponível em livro

didático (BATHE, 1982) e na INTERNET. O referido livro apresenta texto elucidativo descrevendo a base de suas etapas operacionais.

O produto modificado, denominado de Análise Não-Linear de Estruturas – ANLE, herdou as características técnicas do STAP, no que concerne ao algoritmo estruturado e às técnicas de armazenamento, apresentando como avanços em relação à versão original a utilização de elementos planos combinados com elementos unidimensionais, a capacidade de realizar análise não-linear, e, de simular as deformações com o tempo.

No Capítulo 6 é relatada a análise da validação do programa produto das tarefas das quais trata o Capítulo 5. São estudados alguns exemplos cujos resultados são comparados com aqueles publicados por outros pesquisadores.

O Capítulo 7 constitui a parte prática deste trabalho de tese sendo voltado para seu objetivo fim, uma vez que reporta os aspectos relevantes concernentes à análise dos exemplos escolhidos sobre os quais é realizada a simulação numérica pertinente.

E, por fim, o Capítulo 8 apresenta as conclusões e as sugestões para pesquisas futuras.

Capítulo 2

2 – Revisão Bibliográfica

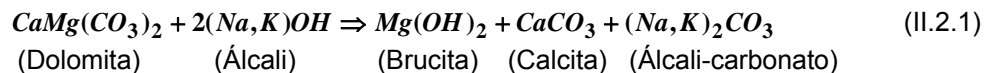
2.1 - Introdução

A natureza quimicamente inerte dos agregados do concreto de cimento “Portland” foi questionada por Stanton (1940), quando reportou a existência de afinidade química entre alguns de seus minerais e os íons álcalis do cimento. O assunto, entretanto, só despertou a atenção a partir da década de 80 em razão da divulgação de registros revelando a gravidade dos efeitos do produto da reação, denominada de Reação Álcali-Agregado ou RAA, comprometendo a integridade das estruturas de concreto. O tema assumiu vultosa importância e, o volume e diversificação das investigações têm sido ampliados progressivamente, induzindo assim à crescente descoberta de novos casos.

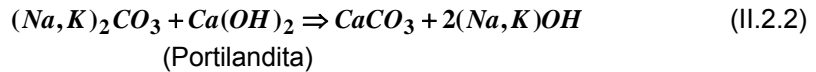
2.2 – Processo físico-químico

Existem dois tipos de RAA: A Reação Álcali-Carbonato – RAC; e, a Reação Álcali-Silicato – RAS, ambas envolvendo a combinação entre os minerais reativos dos agregados e um fluido do interior dos poros da massa de concreto altamente alcalino de pH maior que 12,5 (doze e meio) (FOURNIER e BÉRUBÉ, 2000).

Na RAC o mineral reativo é a “**dolomita argilácea**” de estrutura cristalina rômica de dimensão compreendida entre 20 e 50µm. A reação química envolvida, denominada de “dedolomitização”, apresenta-se sob a forma:



Esta variedade de RAA é auto-fomentada, uma vez que promove a abertura de canalículos na massa do concreto facilitando a penetração do fluido transportador dos íons álcalis. Além do mais, alguns de seus produtos, os álcalis carbonatos $(\text{Na},\text{K})_2\text{CO}_3$, reagem com a “Portilândia” na matriz do concreto, regenerando os hidróxidos de álcalis $(\text{Na},\text{K})\text{OH}$ na solução alcalina dos poros, segundo a reação:



A expansão do concreto decorre, sobretudo, do aumento de volume das partículas do agregado que, por sua vez, é devido à expansão causada pela infiltração das moléculas de água e íons álcali na matriz calcita-argila que envolvem os cristais da Dolomita. A expansão também deve ser atribuída à absorção de camadas de íons álcali e moléculas d'água na superfície dos minerais argilosos ativos, dispersos em torno dos grãos de dolomita bem como ao crescimento e rearranjo dos produtos da “dedolomitização”: a brucita e a calcita (FOURNIER e BÉRUBÉ, 2000).

A RAS é comprovadamente o tipo de reação mais freqüente, principalmente no Brasil. Os minerais reativos envolvidos podem ser a sílica metaestável pobremente cristalina, o quartzo em grãos finos ou algumas variedades de quartzo macromolecular (FOURNIER e BÉRUBÉ, 2000; e, SILVEIRA, 1997).

Em sua **fase de iniciação** (Figura II.2.1) os hidróxidos de álcalis reagem com os minerais reativos dos agregados levando à destruição de sua estrutura cristalina, resultando um produto viscoso, o “gel álcali-silicato” (CAPRA e BOURNAZEL, 1998; FARAGE et al, 2000; e, FOURNIER e BÉRUBÉ, 2000). Mais especificamente, os íons hidroxila atacam os grupos silanol e, em seguida, as *pontes de siloxanos* (CAPRA e SELLIER, 2002), segundo as equações químicas:

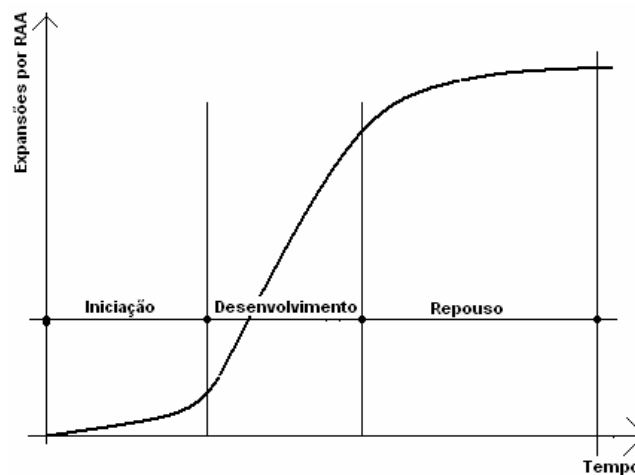
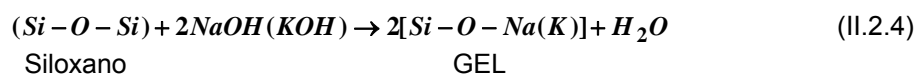
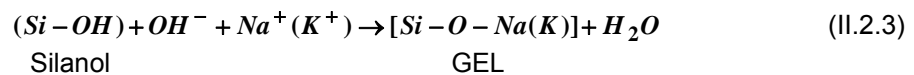


Figura II.2.1 – Fases da evolução das deformações por RAA

Em sua **fase de desenvolvimento** (Figura II.2.1) as soluções ativas do fluido dos poros infiltram-se no “gel” álcali-silicato provocando a sua expansão. O volume de sólidos do interior dos poros cresce devido, em parte, à contribuição do aumento da quantidade de “gel” produzido na RAA, e, mais expressivamente, devida à sua expansão (Figura II.2.2 - a). O produto da reação em estágio de expansão, uma vez ocupando plenamente o interior dos poros (Figura II.2.2 – b) passa a exercer pressões internas em suas paredes, induzindo a matriz de concreto a acompanhar o processo expansivo (CAPRA e BOURNAZEL, 1998; FARAGE et al, 2000; FOURNIER e BÉRUBÉ, 2000; e SILVEIRA 1997). Deve-se distinguir, portanto, a reação propriamente dita de seus efeitos, os quais podem se manifestar tão mais tardiamente quanto maiores forem os vazios dos poros.

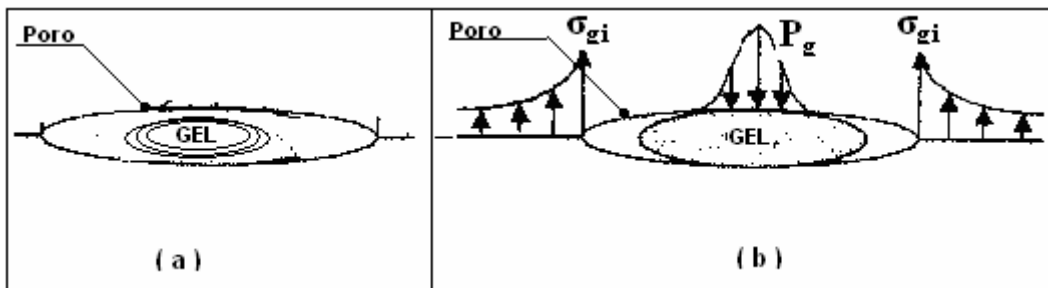


Figura II.2.2 – Fases da expansão do gel: a -) Livre; e, b -) confinada

Em sua **fase de repouso** (Figura II.2.1) verifica-se a interrupção da expansão da matriz de concreto como consequência da criação de espaços internos em sua massa sólida mediante a formação de fissuras, permitindo ao gel a retomada da condição de livre expansão.

De acordo com Monnin et al (2006) e Garcia-Diaz et al (2006) a RAA ocorre em duas etapas: A formação do tetraedro Q_3 através da quebra de uma ligação de siloxano decorrente do ataque de um íon hidroxila; e, a dissolução da sílica a partir do ataque continuado do íon hidroxila aos tetraedros Q_3 para formar os íons silicatos. A primeira etapa é predominante uma vez que fomenta a expansão do agregado e o aumento significativo do volume específico de seus poros como decorrência da micro-fissuração.

De acordo com Garcia-Diaz et al (2006) o mecanismo de danos associado à RAA apresenta três períodos distintos: o latente; o de expansão; e, o de cicatrização.

2.3 - 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 existência de água

intersticial (CAPRA e BOURNAZEL, 1998; FARAGE et al, 2000; FOURNIER e BÉRUBÉ, 2000; PAPPALARDO ET AL, 1999; e SILVEIRA 1997).

2.3.1 – Mineral reativo

O grau de influência do mineral reativo depende de seu potencial de reatividade natural e de sua granulometria. Da granulometria depende a superfície específica que está associada à extensão de superfície do agregado exposta ao contato com o fluido alcalino.

A atividade química é tanto maior quanto maior for a quantidade do mineral reativo e quanto menor for a dimensão média dos agregados (FOURNIER e BÉRUBÉ, 2000). Entretanto, a expansão do concreto não é necessariamente mais intensa em agregados de dimensões menores haja vista a influência da textura da superfície das partículas no processo mecânico envolvido (LU et al 2006).

Ramyar et al (2005) ressalta a influência da angularidade das partículas reativas sobre as expansões por RAA. Para partículas de mesma dimensão, a área da superfície dos agregados triturados é maior que dos agregados naturais. Além do mais a trituração pode enfraquecer as ligações químicas na superfície do agregado. Isto promove maior reatividade e maiores valores para a expansão. O efeito do tamanho das partículas, inclusive, é mais pronunciado nos agregados triturados.

2.3.2 – Disponibilidade de álcalis

Conforme Léger et al (1995) a dependência das expansões por RAA com relação à *disponibilidade de álcalis* pode ser expressa esquematicamente conforme a curva da figura II.3.1. Observe-se que, Inicialmente, a RAA é tanto mais intensa quanto maior for o teor de álcalis. A partir do teor péssimo de álcalis (pico da curva) a tendência se inverte.

Os álcalis são representados pelo Na_2O e o K_2O . A fonte principal desses componentes é o próprio cimento Portland. Entretanto, podem ser encontrados também em aditivos; em Feldspatos dos agregados (a albita); e, em soluções salinas (FOURNIER e BÉRUBÉ, 2000).

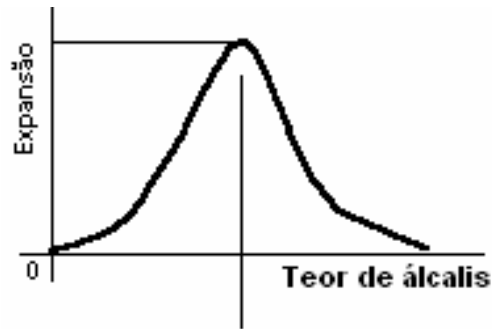


Figura II.3.1 – Expansão com o teor de álcalis

2.3.3 – Disponibilidade de água

A *disponibilidade de água* é fundamental para a RAA, primeiramente porque ela constitui coadjuvante principal na reação de hidratação do cimento responsável pela liberação dos álcalis. Além disso, desempenha o papel de solvente da solução alcalina reativa cujo soluto é o próprio álcali liberado; bem como constitui veículo de transporte para os íons alcalinos através da solução dos poros do concreto. Deve-se salientar, inclusive, o fato de o “gel” produzido na RAA só iniciar o processo expansivo a partir da infiltração de solução ativa em água, em sua massa.

Há um razoável consenso de que o teor de umidade do concreto de 85% já é suficiente para desenvolver a RAA. Uma das formas de interferir no andamento do processo reativo é controlar a umidade de modo que o procedimento de secagem no decorrer da formação do “gel” pode atenuar ou mesmo interromper a reação em progresso (FARAGE et al, 2000). Em corpos de prova inicialmente protegidos da umidade, a posterior exposição a este agente, ainda na fase de formação do “gel”, estimula a expansão por RAA.

Não há unanimidade quanto a influencia do suprimento externo de água na expansão por RAA, isso porque os concretos, em geral, são fabricados com fatores água-cimento bem além da demanda real inerente à hidratação do cimento, incluindo-se as perdas por evaporação. Além do mais, na fase de cura há mais fornecimento de água, e, após estes estágios pode-se ainda contar com o suprimento permanente de água quando se trata de uma barragem ou de uma estrutura total ou parcialmente submersa. Ressalta-se, inclusive, que a umidade interior da massa de concreto é substancialmente mantida mesmo em ambientes secos.

2.4 - Fatores influentes

Os fatores mais relevantes que influenciam a RAA são a temperatura e a porosidade inicial do concreto. A existência de tensões confinantes embora não exerçam influência direta sobre a reação, afetam as expansões da matriz de concreto (CAPRA e BOUNAZEL, 1998; PAPPALARDO et al, 1999; e, SILVEIRA, 1997). A distribuição de armadura também deve ser encarada como um fator a considerar.

2.4.1 – Temperatura

A temperatura estimula a RAA na medida de sua importância na cinética das reações químicas em geral (CHATTERJI, 2005). Para o caso da RAA tal afirmativa já foi comprovada em estudos laboratoriais, concluindo-se que o efeito da temperatura é exclusivamente sobre a cinética da reação, não exercendo influência em sua amplitude (FARAGE et al, 2000). A RAA é significativamente acelerada pela ação das *elevadas temperaturas* podendo ser interrompida para temperaturas abaixo de determinado limite.

Em países nórdicos, onde se verificam diferenças de temperatura significativas entre as estações do ano, a velocidade de expansão por RAA é maior durante o verão. Nas regiões da massa de concreto situadas nas proximidades de equipamentos, cuja operação promove a geração de calor, constatam-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 entre aquelas oficialmente registradas.

Há casos de países de clima frio em aparente contradição com a tendência acima relatada, onde ocorrem grandes expansões por RAA. Tal comportamento é atribuído à umidade adicional decorrente da fissuração produzida nos ciclos congelamento degelo e das oscilações térmicas.

Alguns tipos de agregados sofrem expansão a temperaturas na faixa entre 13^oC e 20^oC, em intensidades superiores às expansões de amostras em ensaios rápidos de laboratório, realizados a temperaturas da ordem de 38^oC (LÉGER et al, 1995).

2.4.2 – Porosidade

A *porosidade inicial* da massa de concreto endurecido influi na RAA de duas maneiras aparentemente em mútuo contraste. Por um lado, concretos com elevada porosidade inicial

dispõem de maior espaço físico interno tendo assim capacidade para armazenar maior volume de água intersticial, cujo suprimento é indispensável para a ocorrência da RAA. Em contraposição, a grande porosidade disponibiliza maior espaço físico para deposição do “gel” e para a sua livre expansão antes que comece a induzir a matriz de concreto a se deformar. Não foram registrados na literatura científica, relatos conclusivos a respeito da preponderância de um aspecto sobre o outro, bem como qualquer abordagem direta e objetiva quanto ao mérito específico da porosidade.

No grupo de rochas cujos minerais apresentam expansão rápida por RAA, ocorre uma acentuação significativa da permeabilidade, haja vista o aumento provocado em sua porosidade, facilitando a circulação de fluidos agressivos, agravando o risco de ataque por outros agentes patológicos (PONCE e BATIC, 2006).

2.4.3 – 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 (CAPRA e BOURNAZEL, 1998; FOURNIER e BÈRUBÈ, 2000; e, MULTON e TOUTLEMONDE, 2006). Entretanto, contribuem significativamente para o aumento das deformações por RAA nas direções que lhe são perpendiculares (MULTON e TOUTLEMONDE, 2006). Por outro lado, tensões de tração tendem a promover o aumento de expansão por RAA em sua direção (CAPRA e BOURNAZEL, 1998).

Shayan e Quick (1992), realizaram experimentos envolvendo dormentes de concreto protendido no qual constataram fissuras que se propagaram apenas na direção da compressão, indicando, portanto, que a expansão foi contida apenas naquela direção (Figura 2.4.1). Este fato representa forte argumento para descartar a veracidade da ação inibidora da tensão confinante sobre a reação química propriamente dita.

Há quem atribua às tensões confinantes o efeito benéfico de inibir a própria RAA uma vez que representa agente capaz de restringir a infiltração de água nos poros da massa de concreto endurecido e na estrutura cristalina do “gel” (SILVEIRA, 1997).

Existindo o confinamento, e uma vez verificando-se a tendência à expansão por RAA, ocorrerá a redistribuição de tensões resultando um estado de solicitações significativamente diferente. O prosseguimento da evolução da RAA pode mesmo culminar em um processo de fissuração no concreto, o qual pode favorecer a RAA, pois, aumentaria a permeabilidade do concreto. Isto, entretanto, não constitui realidade absoluta, uma vez que as infiltrações podem

atingir o limite de produzir inundação a nível microscópico e diluir a solução alcalina, fazendo decair o seu pH a níveis inofensivos (FOURNIER e BERUBÉ, 2000).

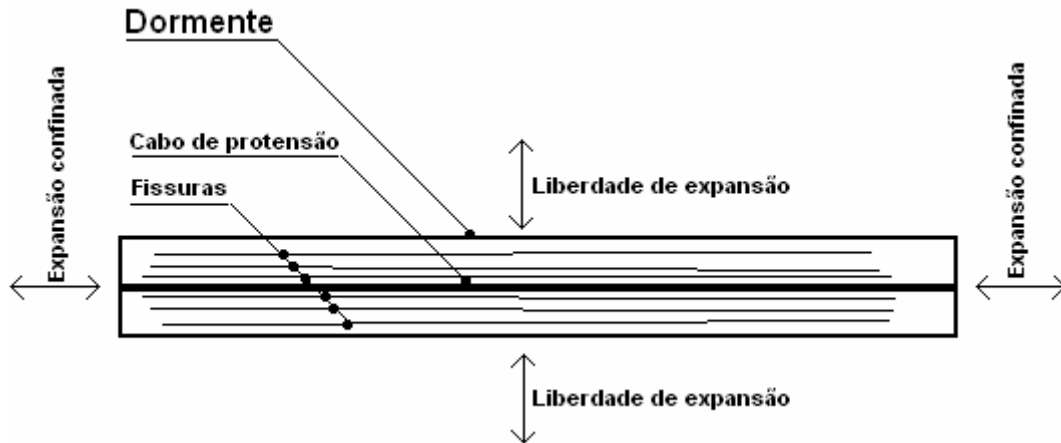


Figura 2.4.1 – Dormente de concreto protendido

A influência das tensões confinantes é evidenciada pelas observações experimentais de que as estruturas não confinadas apresentam as taxas de expansão maiores. Resultados experimentais de instrumentação referentes às barragens de Saunders na divisa Canadá – USA e Mactaquac no Canadá, revelam taxas de expansão maiores nas direções e regiões menos confinadas (SILVEIRA, 1997). De uma maneira geral, as barragens em arco, que apresentam tensões confinantes maiores, experimentam expansões segundo taxas menores (SILVEIRA, 1997).

2.4.4 – Armaduras de aço

As barras de aço em elementos estruturais de concreto armado desempenham a função de contenção das deformações impostas à massa do concreto. No cumprimento deste papel elas induzem tensões de confinamento. É de se esperar, portanto, que contribuam efetivamente para a atenuação das expansões por RAA.

2.5 - Evolução da expansão com o tempo

Há indícios de que o início da RAA e das reações de hidratação do cimento são praticamente simultâneos, haja vista que, na maioria dos casos, já existe água e álcalis livres em quantidade suficiente ao suprimento da demanda da RAA. A longevidade deste suprimento de água é desconhecida não se podendo, portanto, precisar as variações substanciais da

velocidade de expansão no período compreendido entre o endurecimento do concreto e o enchimento do reservatório, no caso de barragens.

Pesquisadores têm mostrado que a cinética da reação química nem sempre estão associadas deformações por RAA, e, que, estas últimas ocorrendo nem sempre são proporcionais ao nível de atividade química, pois, a textura da superfície do agregado influencia mecanicamente essas deformações (CHATTERJI, 2005).

Há relatos que acusam o início da expansão desde o período construtivo. Há casos, porém, que a expansão só se manifestou vários anos após o início da utilização da obra, a exemplo da barragem de Furnas para a qual esse período foi de 13 anos. Tal comportamento foi atribuído, principalmente, à elevada porosidade inicial do concreto (SILVEIRA, 1997), de modo que embora a RAA já ocorresse há mais tempo, seus efeitos expansivos só vieram a se manifestar bem depois.

Em geral, a evolução das expansões por RAA provoca a elevação da intensidade das tensões de confinamento, as quais por sua vez atenuam tais expansões, resultando então um processo naturalmente iterativo. Por outro lado, a redistribuição de tensões resultante do processo, a partir de determinado limite, passa a produzir fissuração, aumentando a permeabilidade e conseqüentemente favorecendo a RAA.

A redução do teor dos constituintes reativos com o decorrer do tempo contribui para levar o processo expansivo decorrente da RAA a se exaurir. Para o caso em que a fonte de compostos alcalinos é exclusivamente o cimento, a longevidade da expansão vai de 8 a 15 anos. Havendo contribuição de fontes alternativas, tal período é um pouco mais extenso (LÉGER et al, 1995).

Na barragem de Furnas, constatou-se atenuação nas taxas de expansão com o passar dos anos. Entretanto, as barragens de Moxotó, Mactaquac no Canadá e Fontana-USA, têm apresentado taxas de expansão uniformes. A barragem de Fontana começou a apresentar patamar de expansão somente após 60 anos de idade (SILVEIRA, 1997).

Ponce e Batic (2006) propuseram a divisão da **RAS** em dois grupos diferenciados conforme a taxa de evolução da reação como conseqüência da origem da rocha. Em um primeiro grupo que inclui variedades amorfas e vítreas, os efeitos deletérios se manifestam aproximadamente um ano após a conclusão da estrutura. No segundo grupo, no qual estão incluídas as rochas cristalinas, cuja formação foi influenciada por grandes deformações e variações de temperatura consideráveis, a reação é lenta ou postergada, com efeitos deletérios que podem ser percebidos após um período de 6 a 10 anos.

Há até alguns anos atrás, acreditava-se que a estabilização da reação ocorreria aos 50 anos de idade, entretanto, nos últimos anos foram constatados casos de expansão por RAA que perduram além dessa idade, a exemplo das barragens de Chambon-França, Hiwassed e Fontana-USA e Beauharnois-Canadá (SILVEIRA, 1997).

O volume de informações resultante de monitoramento de campo tem mostrado que a taxa de expansão das massas de concreto afetadas por RAA variam de 0,02 a 0,2 mm/m.ano, resultando em deslocamentos entre 0,1 a 5 mm/ano (LÉGER et al, 1995; PAPPALARDO et al, 1999; e, SILVEIRA, 1997). Para se ter uma idéia, taxas da ordem de 1,0 mm/m e 2,5 mm/m promovem redução no módulo de deformação de 20% e 40%, respectivamente. A partir da análise de dados referentes a deslocamentos publicados por Pappalardo et al (1999) para a Barragem de Billings-Pedras, tais valores podem ser atingidos em 33 anos.

2.6 – Interação com outros fenômenos

Evidentemente, fenômenos geradores de condições que favoreçam a RAA tais como a formação e a propagação de fissuras podem interagir com ela. A fissuração pode modificar a distribuição higroscópica, e altera o estado geral de tensões na massa de concreto, interferindo, portanto, sucessiva e concorrentemente na RAA.

Todos os fatores que resultam em fissuração, tornam a massa de concreto mais permeável de modo que, por um lado, potencializa a RAA e, por outro, quando permite infiltração de água até um volume que produza inundação microscópica, contribui para a redução da concentração da solução alcalina, provocando a inibição da RAA (SILVEIRA, 1997).

Dentre os fenômenos que podem interagir com a RAA podemos citar aqueles decorrentes de fatores congênitos, de processos ambientais, de ações mecânicas e de efeitos reológicos.

2.6.1 – Hidratação do cimento

A hidratação do cimento representa um fator congênito que além de produzir os álcalis demandados pela RAA, constitui uma reação essencialmente exotérmica acelerando a RAA e induzindo a dilatação térmica do concreto, que por sua vez redistribui tensões. Verifica-se uma tendência à expansão mais acentuada nas regiões mais interiores da massa de concreto induzindo a formação de fissuras na superfície exposta ao meio ambiente.

2.6.2 – Condições ambientais

As exposições aos ciclos sol/chuva e congelamento/degelo induzem oscilações térmicas e higroscópicas não uniformes ao longo da massa do concreto, gerando gradientes de pressão e padrões expansivos que produzem fissuração. O ataque de sulfatos e a corrosão das armaduras de aço também são potencialmente capazes de produzir danos dessa natureza.

2.6.3 – Ações mecânicas

As movimentações estruturais devidas essencialmente a recalques de fundações e a existência de tensões confinantes também podem produzir redistribuição de tensões e fissuração.

2.6.4 – Efeitos reológicos

Dentre os efeitos reológicos que interagem com a RAA podemos citar a Fluência e a Retração. Tais fenômenos interferem diretamente com as expansões por RAA, sobretudo, mediante ação mecânica. Podem afetar a reação química indiretamente, nos casos em que promovem redistribuição de tensões e formação de fissuras.

A RAA afeta a fluência indiretamente na medida em que uma de suas conseqüências deletérias é produzir a degradação do concreto com redução de seu módulo de deformação (SWAMY e AL-ASALI, 1988).

2.7 - Conseqüências da RAA

A expansão do gel silicato produzido na RAA induz deformações na estrutura, gerando fissuras que permitem a exsudação do fluido viscoso derivado do gel, por vezes utilizado como indicador da ocorrência da reação.

Qualquer tipo de estrutura de concreto é passível de ser afetada pela RAA, entretanto, face à importância da água na reação química, as barragens e blocos de fundações parciais ou totalmente submersos, são mais suscetíveis (FARAGE et al, 2000)

A Reação Álcali-Agregado promove o declínio dos parâmetros associados às propriedades físicas do concreto tais como resistência e módulo de deformação (LÉGER et al,

1995; PAPPALARDO et al, 1999;e, SWAMY e AL-ASALI, 1988). Seu efeito expansivo pode provocar fissuração que compromete a continuidade e a integridade da massa de concreto, bem como movimentações excessivas que ocasionem deficiências funcionais, quando induzem à precariedade o desempenho de componentes da estrutura.

As ações da RAA em massas de concreto contribuem para a anisotropia de suas propriedades físicas. As principais fontes de heterogeneidade são: a ampla desuniformidade na distribuição espacial do teor dos constituintes reativos; as origens variadas dos agregados utilizados, a variedade dos cimentos utilizados; as fontes alternativas de álcalis em regiões localizadas; a ação de campos magnéticos e as proteções catódicas. Estas últimas exercem ação polarizadora que induz a reordenação de distribuição espacial dos íons, promovendo concentrações localizadas.

Vale ressaltar que os resultados de ensaios em amostras não-confinadas, geralmente acusam reduções bem maiores nas propriedades de rigidez e resistência, que aquelas apresentadas na estrutura sujeita ao confinamento (SILVEIRA, 1997; e, SWAMY e AL-ASALI, 1998).

2.8 - Prevenção e correção

A prevenção e a correção representam aspectos mutuamente relacionados, na medida em que, quando a primeira inexistente, ou é incipiente, ineficiente ou insuficiente, exigir-se-á maior grau de efetividade da segunda. Algumas providências podem ser adotadas tanto para prevenção quanto para correção.

Uma vez tendo sido iniciado em uma estrutura, a interrupção do processo reativo é significativamente dificultado por fatores como: complexidade geométrica; e, as limitações relacionadas com o acesso ao local dos elementos estruturais afetados.

Os danos decorrentes da RAA podem ser evitados através da intervenção de natureza química, prevenindo-se a formação do gel álcali-silicato, ou, de natureza mecânica, detendo-se a expansão do gel produzido (YI E OSTERTAG, 2005).

A solução mais eficaz contra a RAA é preveni-la em estruturas a serem construídas, a partir do uso exclusivo de agregados não reativos, do uso de cimentos com baixo teor de álcalis e da utilização de aditivos que neutralizem os componentes nocivos (ANDRIOLO, 1997). A expansão do concreto devida à RAA pode ser suprimida a partir do uso de pozzolana, mesmo quando há exposição da massa sólida ao contato de solução fortemente alcalina (CHATTERJI, 2005).

A escolha e realização da intervenção mais adequada contra os efeitos nocivos da RAA com a estrutura em operação, sobretudo, quando se trata de uma barragem, constitui tarefa difícil. Pesquisas têm sido desenvolvidas, mas o estado de ações voltadas para a solução dessa problemática encontra-se em estágio incipiente (ANDRIOLO, 1997).

É importante, sobretudo, a identificação do estágio evolutivo da RAA na estrutura, com vistas a respaldar a decisão quanto à oportunidade da intervenção e o melhor momento para realizá-la (LÉGER et al, 1995).

O monitoramento das estruturas constitui recurso importante para a identificação e prevenção da RAA no decorrer da sua vida útil. Para as estruturas que já apresentam sinais de RAA, permite a aquisição de dados auxiliares da escolha das medidas corretivas.

A avaliação prévia do potencial de reatividade do agregado a utilizar é de importância fundamental para a antecipação de diagnósticos referentes à RAA, e assim definir as ações preventivas e planejar as ações corretivas. Tal avaliação poderá ser realizada a partir do estudo do desempenho de outras obras construídas com material semelhante; e, de exames laboratoriais em material proveniente das jazidas utilizadas para suprimento de agregados. Tais exames incluem análise petrográfica, ensaios acelerados em argamassas de cimento e ensaios em prismas de concreto. Esta tarefa é extremamente dificultada pelo fato de os resultados serem obtidos em ensaios cuja realização demandam período de tempo superior a 12 meses.

A mais efetiva das medidas preventivas seria a utilização de agregados isentos de minerais reativos. Entretanto, esta medida pode se tornar inviável na hipótese de insuficiência de jazidas disponíveis, próximo ao local da obra. Pode-se recorrer à utilização de combinações com teor de agregados reativos limitado a um percentual tolerável cuja recomendação esteja baseada na comprovação de sua condição inofensiva. Qualquer dessas duas alternativas estão condicionadas à prévia avaliação do potencial de reatividade dos agregados, e conseqüentemente afetadas pelas dificuldades que lhe são inerentes.

A limitação do teor de álcalis a um nível comprovadamente inofensivo constitui ação preventiva recomendável. Entretanto tal medida tem sua efetividade condicionada ao conhecimento da vida útil da obra, da influência das condições ambientais e do potencial de reatividade dos minerais do agregado. O teor de álcalis deve ser mantido na faixa de 1,8 a 3,0 kg/m³ (FOURNIER e BÉRUBÉ, 2000). Nos casos em que existam suspeitas de ocorrência de fontes alternativas de álcalis devem ser especificados teores mais baixos para garantia de reserva de segurança.

Utiliza-se também o CO₂ para redução do pH da solução alcalina. É também reconhecida a sua ação como redutor de temperatura. Entretanto o CO₂ traz como efeito indesejável uma expressiva aceleração da corrosão das armaduras de aço (ANDRIOLO, 1997; e, FOURNIER e BÉRUBÉ, 2000).

As providências voltadas para a limitação da quantidade de água intersticial são efetivas tanto para a prevenção quanto para a correção dos efeitos da RAA. Pode-se recorrer aos recursos de micro-drenagem e de impermeabilização superficial, que são mais eficazes em elementos delgados. Para produzir tais efeitos utilizam-se: os silanos que agem como repelentes de vapor d'água; as resinas epoxídicas usadas em imprimações superficiais ou em injeções nas cavidades das fissuras e trincas; os tratamentos químicos à base de sais de lítio; a utilização de argamassas polimerizadas; e, as membranas (FOURNIER e BÉRUBÉ, 2000).

Os silanos são mais eficientes que os compostos de lítio e os de maior peso molecular são mais resistentes (ANDRIOLO, 1997).

As argamassas polimerizadas têm módulo de elasticidade menor que o concreto o que lhes permite acompanhar as deformações sem experimentar fissuração. Podem sofrer ruptura ou deslizamentos quando projetados inadequadamente (FOURNIER e BÉRUBÉ, 2000).

As fissuras por RAA são menos visíveis em concreto reforçado por microfibras de aço. Estes dispositivos são capazes de manter o produto da reação confinado no interior do local da reação resultando em concentrações mais elevadas dos íons Na⁺ e Si⁻ restritas a essa região, reduzindo-se as taxas de RAA a nível global, resultando em reatividade mais branda (YI e OSTERTAG, 2005).

Uma vez que as fissuras decorrentes do efeito expansivo da RAA iniciam-se com dimensões micrométricas as microfibras de aço são eficazes em seu controle já no início do processo, sem contar que contribuem para sua contenção através dos mecanismos de endurecimento, com elevação de resistência no decorrer da evolução da fissuração, compensando a perda de resistência por RAA (YI e OSTERTAG, 2005).

O enranhamento constitui ação corretiva aplicável a barragens de gravidade, no sentido de aliviar as tensões induzidas pela expansão por RAA. É temporária, necessitando-se em geral freqüentes ajustes e reaberturas antes da cessação total do processo expansivo. Traz como efeitos indesejáveis, a aceleração das expansões e as movimentações estruturais.

Há casos que, em face da severidade dos danos, a medida corretiva mais indicada é a substituição dos membros lesionados. Entretanto, o ônus decorrente de tal intervenção induz à prática de restringir a intervenção a meras modificações das partes mais deterioradas.

O sucesso das práticas associadas à prevenção e correção da RAA dependem grandemente da estimativa do comportamento estrutural a longo prazo, uma vez que tal estimativa pode suprir dados a respeito da evolução das tensões e deformações decorrentes da RAA (FARAGE et al, 2000).

A simulação numérica em harmonia com os resultados experimentais constitui ferramenta útil para a previsão de expansões futuras de novas estruturas, e de estruturas existentes já com evidências de efeitos de RAA. Ela permite melhor avaliação da continuidade e longevidade do processo deletério e da extensão dos danos, respaldando assim a decisão quanto ao tipo de intervenção corretiva a realizar e a época mais oportuna em que elas devem ser realizadas (ANDRIOLO, 1997; e, FOURNIER e BÉRUBÉ, 2000).

2.9 – Modelagem Numérica das Deformações por Reação Álcali-Agregado

Uma modelagem matemática adequada aliada ao emprego de métodos numéricos e códigos computacionais eficientes é fundamental para a simulação numérica das expansões por RAA (LÉGER et al, 1995 e PAPPALARDO et al 1999).

Os mecanismos de expansão por RAA são muito complexos e influenciados por uma diversidade de fatores de difícil quantificação. A diversidade de fatores influentes e a maneira distinta como cada um deles exerce sua influência torna as expansões por RAA essencialmente anisotrópicas e não-uniformes. O acoplamento de diversos campos intervenientes na RAA é uma realidade irrefutável que, em termos objetivos, induz à necessidade de utilização de uma modelagem matemática mais complexa (CAPRA e BOURNAZEL, 1998; LÉGER et al, 1996; e, PAPPALARDO et al, 1999).

A simulação numérica referente ao efeito expansivo da RAA deve incluir prévia análise de distribuição térmica e de umidade bem como a quantificação das tensões nas diversas regiões da estrutura no decorrer de sua vida útil, ou até o alcance da longevidade do fenômeno. É fundamental a adoção de um modelo constitutivo não-linear para representar com maior fidelidade as grandezas a quantificar.

Para a realização de análises térmicas, os campos de temperatura devem ser estudados considerando-se o transporte de calor por condução além da troca de calor por convecção da massa de concreto na vizinhança das superfícies de contato com o ar, a água, o maciço dos aterros e a fundação da estrutura (PAPPALARDO et al 1999).

Adotando-se modelo matemático mais rigoroso, os principais mecanismos de transporte de água em regime transiente devem ser considerados. O modelo de percolação em meio poroso indeformável é satisfatório para a definição da superfície livre, com pressão neutra nula, entre as regiões saturada e semi-saturada. O transporte por percolação em meios saturados predomina sobre os mecanismos de evaporação e capilaridade, desde o nível de teor de umidade da ordem de 75% (PAPPALARDO et al, 1999).

A definição da distribuição de umidade em uma massa de concreto constitui tarefa de grande complexidade. As dificuldades decorrem da diversidade de parâmetros e da difícil elucidação das condições que influenciam tal distribuição, podendo-se citar a porosidade, a temperatura, os mecanismos de percolação, os efeitos acoplados de intrusão de água e a variedade de fontes de suprimento.

A fissuração da massa de concreto nas estruturas afetadas por RAA decorrente de tensões de tração, redistribui as tensões e influencia a distribuição de umidade e temperatura, justificando a análise não-linear em modelo constitutivo referente ao material fissurado.

A redistribuição de tensões e a deterioração das propriedades físicas do concreto decorrentes do efeito expansivo da RAA, também devem ser consideradas na simulação numérica do fenômeno.

É importante a disponibilidade de resultados experimentais abrangendo grande período de tempo em várias regiões da massa da estrutura, para indicação da tendência das deformações e tensões.

A adoção de um modelo para simulação numérica das deformações por fluência é de grande relevância uma vez que o processo de relaxação que lhe é inerente promove redistribuição de tensões, resultando em configuração que dá margem à intensificação das deformações por RAA. Em contrapartida, observações experimentais indicam que uma massa de concreto afetada por RAA sofre elevações de 2,5 a 4,0 vezes no seu coeficiente de fluência (PAPPALARDO et al, 1999).

Nas seções que se seguem estão descritos alguns modelos que têm sido propostos para a simulação numérica do efeito expansivo decorrentes da Reação Álcali-Agregado.

2.9.1 – Modelo paramétrico de Léger

Léger et al (1995) propôs um modelo para simulação numérica segundo o qual a evolução da distribuição espacial das expansões por RAA, no decorrer do tempo, é

determinada com base na evolução com o tempo, de parâmetros associados aos fatores que influenciam o fenômeno.

Os fatores influentes considerados são a Umidade, a Temperatura, o Teor de Componentes Reativos e as Tensões Confinantes, aos quais estão associados os fatores de expansão ponderados F_M , F_T , F_R e F_C .

Os campos intervenientes são convertidos em seus respectivos fatores ponderados. A conversão é realizada mediante a normalização de seu parâmetro representativo em relação ao valor desse mesmo parâmetro que corresponde à expansão máxima.

No tocante ao campo teor de umidade, considera-se que seu fator de influência, F_M , varia linearmente de 0(zero) referente a um teor de umidade mínimo de **75%**, a partir do qual a expansão por RAA começa a se tornar considerável, até o valor unitário, referente a um teor de umidade de **100%** (Figura II.9.1.1-a). Para estruturas hidráulicas antigas pode-se usar $F_M = 1$.

Para o campo referente ao teor dos constituintes reativos utiliza-se o conceito de teor péssimo, o qual é definido como a quantidade de material reativo que produz um efeito expansivo máximo. Para isso realiza-se a quantificação da influencia do teor de álcali "**A**", do tipo do agregado "**G**" e da quantidade de agregado reativo "**Q**" em diferentes seções. O fator F_R (Figura II.9.1.1-b) assume valores entre 0 e 1, para representar a dependência da expansão em relação á reatividade dos reagentes, tomando por referência seu valor máximo na estrutura. Segundo a metodologia proposta, valores situados entre 0 e 1 são assinalados para os efeitos combinados "**A**", "**Q**", "**G**" em proporção a um índice, representativo do estado da variável considerada em seu valor máximo no interior da massa. Na condição referente à homogeneidade ter-se-ia em cada ponto da estrutura $A = G = Q = 1$, e, portanto, $F_R = 1$ em toda a massa da estrutura.

Em se tratando do campo de temperaturas, procede-se o exame de sua evolução por um período de um ano típico (LÉGER et al, 1995; e, LÉGER et al, 1996). A variação da temperatura no decorrer de um ano é admitida ser linear, oscilando entre um valor máximo e um valor mínimo (LÉGER et al, 1996; e, PAPPALARDO et al, 1999). A partir de resultados de análise de difusão térmica, determina-se para cada um dos doze campos mensais de temperatura, um fator mensal F_{TM} a partir da equação II.9.1.1.

$$F_{TM} = \frac{T - T_L}{T_{\max} - T_L} \quad (\text{II.9.1.1}),$$

onde T é a temperatura média mensal. T_{\max} e T_L são as temperaturas limite superior e inferior, respectivamente (Figura II.9.1.1-c). A média ponderada dos doze fatores mensais do ano representaria o valor anual F_T em cada região da estrutura (LÉGER et al, 1995).

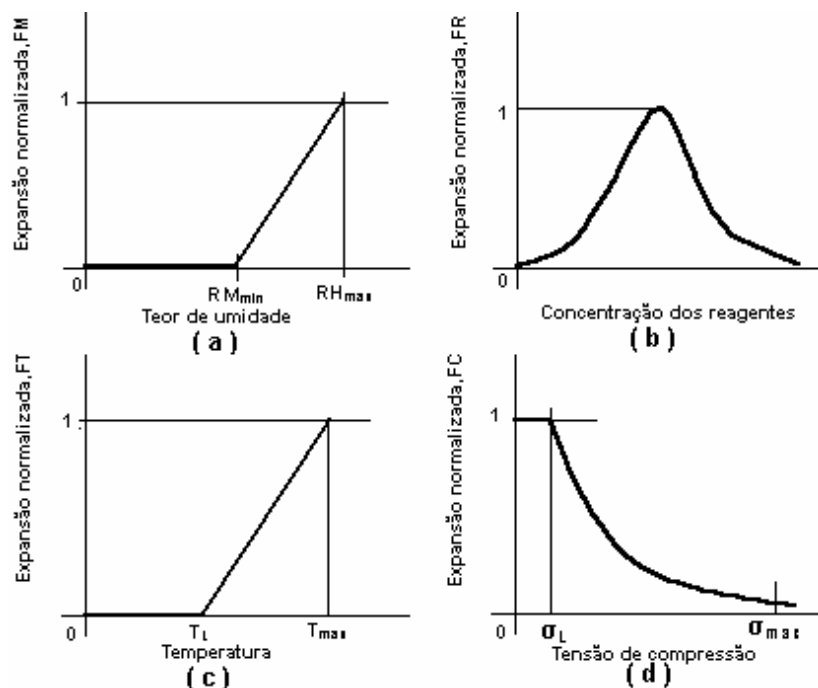


Figura II.9.1.1 – Fatores de expansão: a-) Umidade; b-) Concentração dos Reagentes; c-) Temperatura; e, d-) Tensões Confinantes. (LÉGER et al, 1995)

Com referência às tensões confinantes, é recomendada a utilização do critério de deformações proposto por Charlwood (1994), expresso sob a forma:

$$0 \leq \sigma_i \leq \sigma_L \rightarrow \varepsilon_g = \varepsilon_u \quad (\text{II.9.1.2})$$

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

onde ε_g é a deformação confinada, sendo expressa em ($10^{-6} \text{mm}/(\text{mm.ano})$); ε_u é a deformação não confinada, quando $\sigma_i = 0$ (zero), em geral da ordem de $135 \times 10^{-6} \text{mm}/(\text{mm.ano})$; σ_i representa a tensão principal na direção “i” expressa em MPa; σ_L é a tensão abaixo da qual a expansão pode ser considerada livre de modo que $\varepsilon_g = \varepsilon_u$. Seu valor é de aproximadamente 0,30 MPa. σ_{\max} é a tensão para a qual a deformação por RAA é nula. Seu valor está situado entre 5,0 e 10,0 MPa, podendo ser tomado como sendo da ordem de 8,0 MPa; e, K é a Inclinação da reta $\varepsilon \times \log \sigma$.

Uma vez obtidos os fatores de influência da expansão por RAA, F_R , F_M , F_T e F_C para as diversas regiões da estrutura, aplica-se uma regra específica para combiná-los e determinar a distribuição espacial da expansão por RAA resultante, em um instante particular. Esta regra simula a razão de crescimento não-uniforme e anisotrópico da RAA, e, conseqüentemente, sua distribuição espacial na estrutura. Para um ponto genérico de coordenadas “ x ”, “ y ” e “ z ” teríamos:

$$CTMR_m(x, y, z) = (\beta_{Rm} F_{Rm} + \beta_{Tm} F_{Tm} + \beta_{Cm} F_{Cm} + \beta_{Mm} F_{Mm})(x, y, z) \quad (II.9.1.3)$$

$CTMR_m(x, y, z)$ representa a lei de distribuição dos deslocamentos em todo o volume do sólido em análise na m -ésima direção, normalizados em relação ao deslocamento máximo nessa direção. O deslocamento por RAA no ponto de coordenadas “ x ”, “ y ” e “ z ” será:

$$D_m(x, y, z) = D_m^{\max} \cdot CTMR_m(x, y, z) \quad (II.9.1.4)$$

D_m^{\max} é o deslocamento máximo registrado na m -ésima direção. “ m ” representa qualquer uma das direções coordenadas.

O modelo requer a utilização de um processo iterativo no qual os valores dos parâmetros “ β ” da equação II.9.1.3 são sucessivamente ajustados em cada ciclo iterativo a partir da comparação das deformações calculadas e das deformações registradas no sistema de monitoramento de campo. Após a concordância satisfatória entre os resultados calculados e os deslocamentos registrados, a regra CTMR pode ser usada para previsão do comportamento futuro da estrutura.

Este modelo tem como vantagem o fato de permitir o ajuste dos deslocamentos calculados, aos seus valores correspondentes obtidos do sistema de monitoramento de campo. Tem como desvantagem realizar a simulação do progresso das deformações de forma rudimentar utilizando-se a analogia da carga térmica fictícia e não apresentar correlação entre a realidade física do fenômeno e as deformações.

2.9.2 – Modelo de Pietruszczac

De acordo com Pietruszczac(1996) o grau de deterioração de massas de concreto afetadas por RAA é função do teor de álcalis com afinidade para reagir quimicamente com a sílica dos agregados.

A degradação proveniente da RAA pode comprometer a integridade da matriz do concreto em razão da formação de fraturas no agregado e na massa de cimento circunvizinha. Prejuízos de desempenho podem ocorrer nas estruturas afetadas, podendo culminar inclusive com riscos de instabilidade.

Uma abordagem para descrever a repercussão dos efeitos da RAA nas massas de concreto deve ser amparada em filosofia que contemple a previsão, em escala numérica, da degradação progressiva das propriedades mecânicas do material.

O modelo ora referido apresenta formulação que inclui uma grande quantidade de variáveis. A definição de todas elas sobrecarregaria demasiadamente o texto. Tais definições estão apresentadas em Pietruszczac (1996).

Com vistas a descrever a resposta mecânica do material afetado pela RAA, podemos utilizar a expressão:

$$\varepsilon^e = C^e \sigma + \frac{1}{3} \varepsilon_A \delta \quad (\text{II.9.2.1})$$

onde “ C^e ” é a Matriz Elástica de Flexibilidade; $\varepsilon_A = \mathbf{g}(\delta^T \sigma, t)$ é a deformação por RAA; “ δ ” é o operador Delta de Kronecker; e, $\delta^T \sigma$ representa a pressão hidrostática. Reordenando-se a equação II.9.2.1 e diferenciando-se a expressão resultante em relação ao tempo, obtém-se:

$$\dot{\sigma} = D^e \left(\dot{\varepsilon}^e - \frac{1}{3} \dot{\varepsilon}_A \delta \right) + \dot{D}^e C^e \sigma \quad (\text{II.9.2.2})$$

que leva em conta, a partir do termo \dot{D}^e , a degradação das propriedades elásticas no decorrer do andamento da reação química. Considerando que $\dot{\varepsilon}^e = \dot{\varepsilon} - \dot{\varepsilon}_p$, a equação II.9.2.2 permite a previsão da resposta elastoplástica na forma:

$$\dot{\sigma} = D^e \left(\dot{\varepsilon} - \dot{\varepsilon}_p - \frac{1}{3} \dot{\varepsilon}_A \delta \right) + \dot{D}^e C^e \sigma \quad (\text{II.9.2.3})$$

Após definição da taxa de deformação plástica, considerando que o funcional Superfície de Escoamento $f(\sigma, \varepsilon^p, t) = 0$ é afetado pela evolução da reação química, e considerando a condição de consistência:

$$\dot{f} = \left(\frac{\partial f}{\partial \sigma} \right)^T + \left(\frac{\partial f}{\partial \varepsilon^p} \right)^T \dot{\lambda} \frac{\partial Q}{\partial \sigma} + \frac{\partial f}{\partial t} = 0 \quad (\text{II.9.2.4})$$

obtém-se:

$$\dot{\sigma} = D^{ep} \left(\dot{\varepsilon} - \frac{1}{3} \dot{\varepsilon}_A \delta \right) - \left[\frac{1}{H} D^e \frac{\partial Q}{\partial \sigma} \left(\frac{\partial f}{\partial \sigma} \right)^T - I \right] \dot{D}^e C^e \sigma - \frac{1}{H} \frac{\partial f}{\partial t} D^e \frac{\partial Q}{\partial \sigma} \quad (\text{II.9.2.5})$$

$$\text{com} \quad D^{ep} = D^e - \frac{1}{H} D^e \frac{\partial Q}{\partial \sigma} \left(\frac{\partial f}{\partial \sigma} \right)^T D^e$$

Em um programa de pressão controlada, face ao *Postulado da Aditividade* e procedendo-se a diferenciação da equação II.9.2.1, obtém-se:

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^e + \dot{\varepsilon}^p = C^e \dot{\sigma} + \dot{C}^e \sigma + \frac{1}{3} \dot{\varepsilon}_A \delta + \dot{\varepsilon}^p \quad (\text{II.9.2.6})$$

Após a consideração da condição de consistência, ter-se-á:

$$\dot{\varepsilon} = C^{ep} \dot{\sigma} + \dot{C}^e \sigma + \frac{1}{H_p} \frac{\partial f}{\partial t} \frac{\partial Q}{\partial \sigma} + \frac{1}{3} \dot{\varepsilon}_A \delta \quad (\text{II.9.2.7})$$

$$\text{com} \quad C^{ep} = C^e + \frac{1}{H_p} \frac{\partial Q}{\partial \sigma} \left(\frac{\partial f}{\partial \sigma} \right)^T$$

a qual revela que, mesmo para um campo estacionário de tensões, ocorre variação de deformação segundo a contribuição das expansões por RAA e da taxa de variação da matriz de flexibilidade, esta última decorrente do declínio das propriedades mecânicas do material.

Por outro lado verifica-se que, havendo alívio pleno de tensões ao longo de todo o domínio, ainda ocorrem deformações que são devidas exclusivamente às expansões por RAA.

Considerando que:

$$\dot{\varepsilon}_A = \frac{\partial g}{\partial (\delta^T \sigma)} \delta^T \dot{\sigma} + \frac{\partial g}{\partial t} \quad (\text{II.9.2.8})$$

então,

$$\dot{\varepsilon} = \left(C^{ep} + \frac{1}{3} \frac{\partial g}{\partial (\delta^T \sigma)} \delta^T \right) \dot{\sigma} + \dot{C}^e \sigma + \frac{1}{H_p} \frac{\partial f}{\partial t} \frac{\partial Q}{\partial \sigma} + \frac{1}{3} \frac{\partial g}{\partial t} \delta \quad (\text{II.9.2.9}) \text{ e,}$$

$$\dot{\sigma} = \left(I + \frac{1}{3} \frac{\partial g}{\partial (\delta^T \sigma)} D^{ep} \delta \delta^T \right)^{-1} \left[D^{ep} \left(\dot{\varepsilon} - \frac{1}{3} \frac{\partial g}{\partial t} \delta \right) - \left(\frac{1}{H} D^e \frac{\partial Q}{\partial \sigma} \left(\frac{\partial f}{\partial \sigma} \right)^T - I \right) D^e C^e \sigma - \frac{1}{H} \frac{\partial f}{\partial t} D^e \frac{\partial Q}{\partial \sigma} \right] \quad (II.9.2.10)$$

A relação incremental linear:

$$\varepsilon_A = g_1(\delta^T \sigma) \dot{g}_2(t) \quad (II.9.2.11)$$

uma vez utilizada evita as transformações de II.9.2.5 e II.9.2.7. As funções “ g_1 ” e “ g_2 ” representam a influência das tensões confinantes na expansão por RAA e o andamento da RAA com o tempo, respectivamente. A função “ g_2 ” é expressa mediante a forma:

$$g_2 = \varepsilon \frac{t}{t + A_2} \quad (II.9.2.11-b)$$

onde “ A_2 ” representa o fator de velocidade da reação e “ ε ” é um número pequeno. Se o parâmetro a considerar é o Módulo de Elasticidade do material, a sua degradação pode ser representada a partir de:

$$E = E_o \left[1 - (1 - A_3) \frac{g_2}{\varepsilon} \right] \quad (II.9.2.12)$$

onde “ A_3 ” representa o fator de intensidade da degradação do módulo de elasticidade. A figura II.9.2.1 apresenta a curva da variação do módulo de deformação com o tempo em virtude da degradação promovida pela RAA, para dois valores distintos do teor em álcalis equivalente.

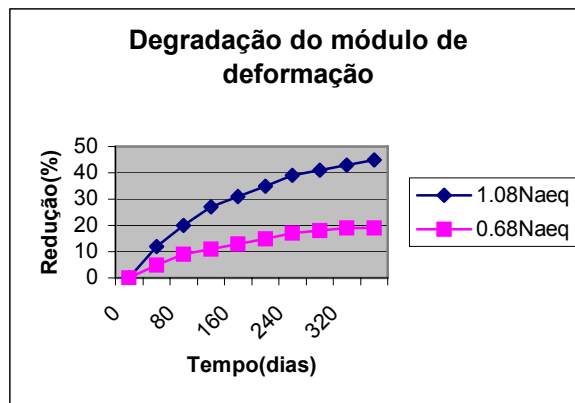


Figura II.9.2.1 – Redução percentual do módulo de deformação com a RAA

Se no andamento da RAA a situação evolui para uma condição de degradação da Resistência à Compressão do concreto, este efeito pode ser descrito a partir de:

$$f_c = f_{co} \left[1 - (1 - A_4) \frac{g_2}{\epsilon} \right] \quad (\text{II.9.2.13})$$

onde “ A_4 ” é o fator de degradação da resistência à compressão do concreto. A figura II.9.2.2 apresenta a curva da variação do módulo de deformação com o tempo em virtude da degradação promovida pela RAA para dois valores distintos do teor em álcalis equivalente.

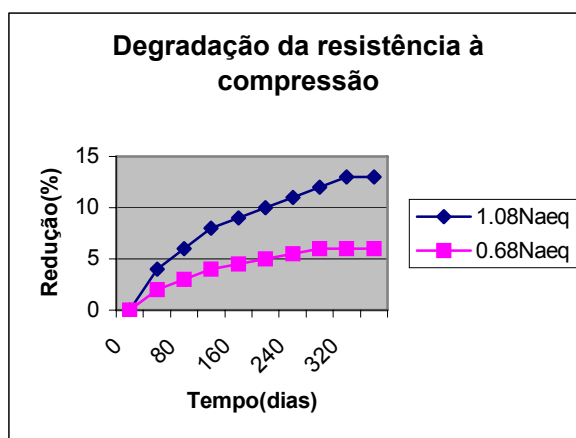


Figura II.9.2.2 – Redução percentual da resistência à compressão com a RAA

A vantagem do modelo é que ele apresenta uma formulação explícita para descrever de forma individualizada a degradação da rigidez e a degradação da resistência do concreto, utilizando parâmetros avaliados com base no teor de álcalis do cimento. Sua desvantagem é a ausência de uma relação mais detalhada envolvendo a cinética da reação.

2.9.3 – Modelo Analítico de Materiais Heterogêneos

Para aplicação deste modelo, proposto por Furusawa et al (1994), admite-se 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:

$$\epsilon = f(P_t - P_{abs}) \quad (\text{II.9.3.1})$$

onde " P_t " é a quantidade total de material produzido pela RAA e " P_{abs} " é a capacidade volumétrica dos poros (Figuras II.9.3.1 e II.9.3.2).

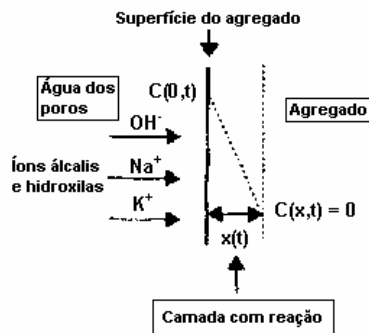


Figura II.9.3.1 – Difusão dos íons álcali no agregado reativo (Moranville-Regourd, 1997)

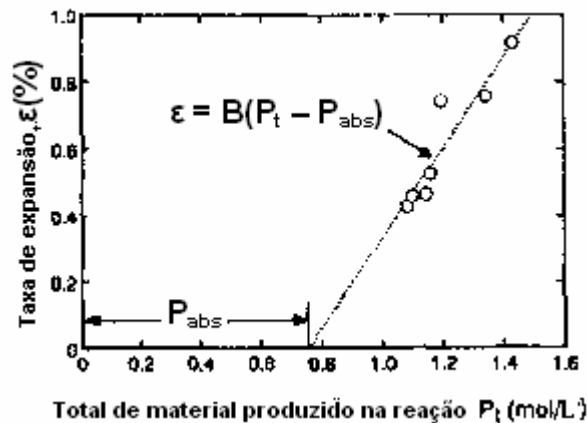


Figura II.9.3.2 – Correlação entre produto da RAA e expansão (Moranville-Regourd, 1997)

A vantagem desse modelo é que ele correlaciona diretamente as expansões com a quantidade total de material produzido na reação e a capacidade volumétrica dos poros da massa de concreto. Sua desvantagem é a dificuldade de determinação desses parâmetros.

2.9.4 - Modelo Probabilístico

As vantagens desse modelo, proposto por Bournazel et al (1994-a), é que sua formulação leva em consideração a localização, o tamanho e o potencial reativo da sílica do agregado, bem como a probabilidade de presença local e global dos íons Na^+ , K^+ e OH^- .

Um coeficiente de difusão equivalente é definido. Em um dado tempo, apenas uma fina camada de sílica pode ser atacada. Nas reações químicas locais a difusão iônica obedece à lei de Fick.

O modelo é formulado considerando que, devido à distribuição aleatória das regiões reativas, a RAA pode ocorrer em um volume elementar (ECVR), que aos álcalis envolvidos na reação corresponde um volume equivalente (EV). A probabilidade de formação local de gel e dos álcalis remanescentes deve ser calculada (Figura II.9.4.1). O modelo considera ainda que a pressão capilar obedece à lei de Laplace, descrita por:

$$P_c = 2\sigma \cos \theta / r_p \quad (\text{II.9.4.1})$$

onde r_p é o raio do poro, " $2\sigma \cos \theta$ " é a tensão superficial, associada ao comportamento capilar do gel.

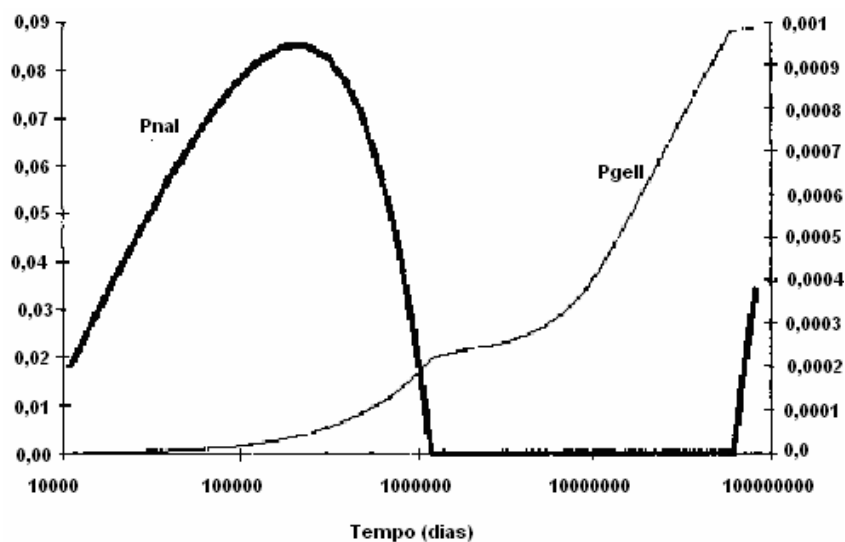


Figura II.9.4.1 – Probabilidade de presença de gel (Pgel) e de álcalis Pnal em torno de um agregado reativo em função do tempo (Moranville-Regourd, 1997)

A figura II.9.4.2 ilustra a curva referente à probabilidade de encontrar um poro em determinada região estudada. A pressão do gel seria dada pela expressão:

$$P_g = \frac{E_g}{3} \left[1 - \frac{V_{vo}}{V_{gel}} \Phi \left(- \frac{\ln(2\sigma \cos \theta / P_c)}{\bar{\ln} r_p} - \frac{\bar{\ln} r_p}{\bar{\ln} r_p} \right) + K_s \gamma \right] \quad (\text{II.9.4.2})$$

onde “ E_g ” é o Módulo de Young do gel, “ V_{vo} ” é o volume dos poros interconectados à região reativa, “ V_{gel} ” é o volume do gel à pressão atmosférica e “ Φ ” é a função de distribuição Gaussiana.

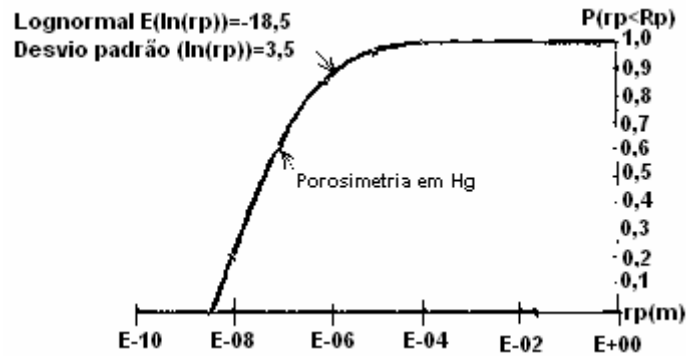


Figura II.9.4.2 – Probabilidade de encontrar um poro $R_p > r_p$, (r_p = raio do poro) (Moranville-Regourd, 1997)

Na análise da fissuração, a abertura e o volume das fissuras são calculados mediante os postulados da mecânica das fraturas, considerando-se que as fissuras evoluem segundo o modo “I” (Figura II.9.4.3) e sua propagação é retilínea, em finas seções de concreto deteriorado por RAA.

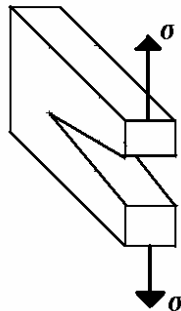


Figura II.9.4.3 – Modo “I” de abertura das fissuras

Existe uma correspondência entre a evolução das aberturas das fissuras em seu processo de propagação e o andamento das expansões por RAA, de modo que as deformações resultantes podem ser avaliadas a partir do volume das fissuras “ V_f ” (figura II.9.4.4). A pressão do gel inicialmente aumenta sem formação de fissuras. A partir do instante no qual as fissuras aparecem e se propagam, verifica-se o alívio de tal pressão.

O modelo considera o conceito de “Teor Pessimista de Silica”, na forma definida na seção 2.9.1. Para baixas quantidades de SiO_2 , toda sílica reativa possivelmente reagirá com os

álcalis gerando pressão. Se o teor de SiO_2 é elevado, alguns locais estarão livres de álcalis e não será produzida a quantidade mínima de gel necessária para criar pressões altas que provoquem fissuração.

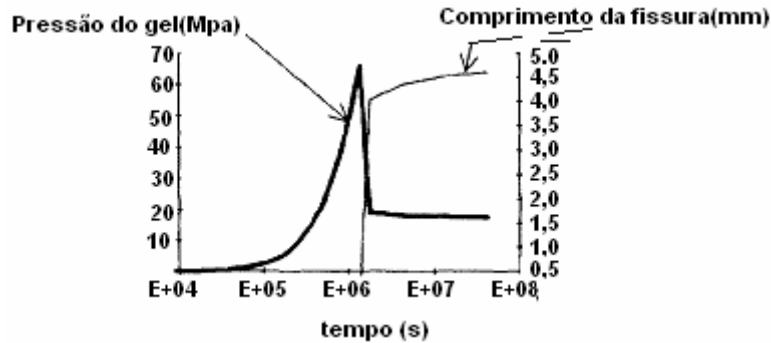


Figura II.9.4.4 – Evolução da pressão do gel e o comprimento da fissura em função do tempo (Moranville-Regourd, 1997)

A desvantagem desse modelo é a dificuldade de utilização das equações da física capilar e a avaliação de alguns parâmetros pertinentes.

2.9.5 - Modelo Termodinâmico de Materiais Porosos Reativos

Este modelo, proposto por Larive e Coussy (1994), tem como principal vantagem o fato de apresentar equação constitutiva que correlaciona as deformações devido à RAA com a cinética da reação química propriamente dita.

Se o material é elástico e isotrópico, em condições isotérmicas, as leis de estado e a cinética da reação segundo a lei de Arrhenius podem ser traduzidos mediante a equação:

$$\varepsilon = \varepsilon_{\infty} \left(1 - e^{\left(\frac{-t}{\tau} \right)} \right) \quad (\text{II.9.5.1})$$

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 principal desvantagem do modelo é que ele não apresenta a definição dos parâmetros envolvidos de forma mais detalhada.

2.9.6 - Modelos Termodinâmicos do Concreto Danificado.

Este modelo, proposto por Bournazel et al (1994-b), apresenta as mesmas vantagens do modelo descrito na seção anterior, às quais deve ser acrescido o fato de que os critérios de danos são mais desenvolvidos. É formulado com base na termodinâmica dos processos irreversíveis associada com a teoria contínua de danos. Permite a avaliação da 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 nas expansões por RAA, as deformações decorrentes do processo podem ser escritas a partir de equação do tipo:

$$\varepsilon^{RAA} = \varepsilon^{RAA}(A, T, H, \sigma) \quad (\text{II.9.6.1})$$

para a qual o parâmetro “**A**” é o teor dos álcalis consumidos na reação, “**T**” é a temperatura, “**H**” é o teor de umidade e “ **σ** ” as tensões confinantes. A escolha do teor de álcalis como variável representativa da evolução da reação com o tempo está respaldada experimentalmente pelas curvas expansão x porcentagem de álcalis consumido na RAA, de Diamond et al (1981).

As micro-fissuras produzidas mediante as deformações mecânicas modificam as características elásticas do material afetado pela RAA. A degradação resultante pode ser expressa a partir da equação:

$$E = E_o(1 - D) \quad (\text{II.9.6.2})$$

onde “**D**” é um fator escalar de danos satisfazendo as condições:

$$0 \leq D \leq 1 \quad (\text{II.9.6.3})$$

$$e, \quad D = \alpha_c D_c + \alpha_t D_t \quad (\text{II.9.6.4})$$

onde os subscritos “**c**” e “**t**” se referem aos estados de compressão e tração, respectivamente. “**E_o**” é o Módulo de Elasticidade do material são.

A influência das tensões confinantes sobre a expansão por RAA é avaliada utilizando-se os princípios da mecânica das fraturas, considerando as seguintes hipóteses:

1 – A abertura das fissuras ocorre exclusivamente segundo o modo “**I**” (Figura II.9.4.3) desprezando-se a sua interação com outras fissuras;

2 – A expansão livre é proporcional ao volume do gel produzido na RAA (\mathbf{V}_g), devendo envolver um tempo “ t ” em cuja contagem toma-se como referência o instante no qual tem início a expansão estrutural, podendo ser expresso sob a forma:

$$g(t) = \alpha_1 \varepsilon_o^{RAA} \quad (\text{II.9.6.5})$$

onde “ α_1 ” é um coeficiente de proporcionalidade; e,

3 – As pressões locais (σ_{eq}), desenvolvidas pela expansão do gel, são proporcionais ao volume do gel produzido, resultando em:

$$\sigma_{eq}(t) = \beta \cdot \varepsilon_o^{RAA}(t) \quad (\text{II.9.6.6})$$

onde “ β ” é o coeficiente de proporcionalidade.

As fissuras se propagam na medida em que o fator de intensidade de tensões “ K_I ” assume um certo valor crítico “ K_{Ic} ”. Em um meio linear elástico na condição 2D, “ K_I ” depende das duas tensões principais e da pressão no interior da fissura.

A desvantagem do modelo é que a avaliação do fator de danos é subjetiva.

2.9.7 – Modelo de Capra e Bournazel

Capra e Bournazel (1998), propuseram um modelo a partir da concepção termodinâmica descrita por Bournazel et al (1994-b), apresentando, porém, uma versão mais detalhada da consideração do acoplamento mecânico das tensões e dos critérios relacionados à propagação das fissuras. Assim sendo, uma equação semelhante à equação II.9.6.1 é adotada como relação constitutiva traduzindo a dependência entre as deformações por RAA e a cinética da reação. Com relação às hipóteses 1, 2 e 3 apresentadas na seção 2.9.6 mediante as equações II.9.6.5 e II.9.6.6, os autores definem o *fator de intensidade de tensões* “ K_I ”, mediante a expressão II.9.7.1.

$$K_I = \sigma \sqrt{\pi a} \cos^2 \theta \quad (\text{II.9.7.1})$$

“ θ ” é o ângulo entre as direções da fissura e da tensão principal “1”, e “ a ” é o semi-comprimento da fissura Figura II.9.7.1).

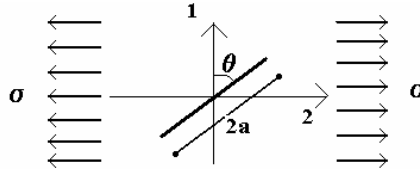


Figura II.9.7.1- Parâmetros afetos ao fator de intensidade de tensões.(CAPRA e BOURNAZEL, 1998)

Considerando-se o meio como sendo elástico linear na condição bi-dimensional, o fator de intensidade “ K_I ” seria dado por:

$$\begin{aligned} K_I &= \sqrt{\pi a} [\sigma_{eq}(t) + \sigma_1(t) \cos^2 \theta + \sigma_2(t) \sin^2 \theta] \\ &= \sqrt{\pi a} [\beta \varepsilon_0^{RAA}(t) + \sigma_1(t) \cos^2 \theta + \sigma_2(t) \sin^2 \theta] \end{aligned} \quad (\text{II.9.7.2})$$

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;

$$\text{se } (\sigma_1, \sigma_2) \rightarrow 0, \text{ e } t \rightarrow \infty \Rightarrow \varepsilon^{RAA} \rightarrow \varepsilon_0^{RAA}(\infty) \quad (\text{II.9.7.3})$$

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

$$\varepsilon^{RAA}(\theta, t) = \varepsilon_0^{RAA}(\infty) \cdot \frac{f(\theta, t)}{f(\theta, \infty)} \quad (\text{II.9.7.4})$$

O modelo exige a definição da caracterização da fissuração inicial, a qual é realizada a partir do valor médio $\bar{\sigma}$ e do desvio padrão $\bar{\sigma}$, da variável $\alpha = \sqrt{\pi a}$. Os valores do parâmetro “ a ” são extraídos da análise de imagens de distribuição de fissuras (figura II.9.7.2). Faz-se necessária então a combinação de “ $f(\theta, t)$ ”, “ K_I ” e da distribuição de fissuras. No cálculo da probabilidade de abertura de fissuras, “ α ” é transformado em um valor normal centralizado reduzido “ $B(\theta, t)$ ” mediante a expressão:

$$B(\theta, t) = \frac{K_{IC} / \beta \cdot \varepsilon_0^{RAA}(t) + \sigma_1(t) \cos^2 \theta + \sigma_2(t) \sin^2 \theta - \bar{\alpha}}{\bar{\alpha}} \quad (\text{II.9.7.5})$$

e, em conseqüência, tem-se a equação:

$$f(\theta, t) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{B(\theta, t)} e^{\left(\frac{-u^2}{2}\right)} du \quad (\text{II.9.7.6})$$

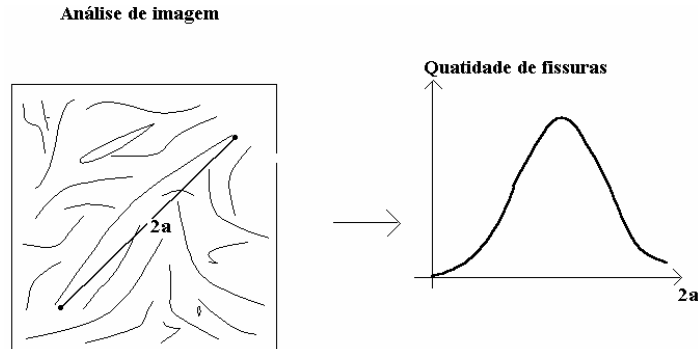


Figura II.9.7.2 – Padrão típico de Imagem para a avaliação da fissuração inicial(CAPRA e BOURNAZEL, 1998)

A expansão por RAA segundo as direções principais pode ser expressa pela projeção da contribuição de “ $\varepsilon^{RAA}(\theta, t)$ ” para cada “ θ ” nos eixos principais de deformação, mediante as expressões:

$$\varepsilon_1^{RAA}(t) = \varepsilon_0^{RAA}(\infty) \frac{\int_0^{\pi/2} f(\theta, t) \cos \theta d\theta}{\int_0^{\pi/2} f(\theta, \infty) \cos \theta d\theta} \quad (\text{II.9.7.7})$$

$$\varepsilon_2^{RAA}(t) = \varepsilon_0^{RAA}(\infty) \frac{\int_0^{\pi/2} f(\theta, t) \text{sen} \theta d\theta}{\int_0^{\pi/2} f(\theta, \infty) \text{sen} \theta d\theta} \quad (\text{II.9.7.8})$$

A principal desvantagem do modelo é que a formulação de danos é complexa além de ter sua aplicação dificultada pela necessidade do recurso da análise de imagens da massa fissurada.

2.9.8 – Modelo de Pappalardo

Pappalardo et al (1999) propôs um modelo segundo o qual as expansões por RAA devem ser calculadas considerando-se o acoplamento dos campos associados aos fatores que influenciam o fenômeno.

De maneira semelhante à adotada para o modelo de Léger et al (1995), seus resultados devem ser comparados com as deformações verificadas em campo, obtidas dos registros do sistema de monitoramento e instrumentação. Além do mais, a sua efetividade é corroborada pelo acompanhamento do andamento da reação e dos fatores influentes a partir de exames petrográficos em amostras extraídas da massa da estrutura.

A viabilidade do modelo, portanto, depende de trabalhos de investigação experimental, a qual deve envolver, extração de testemunhos da massa da estrutura objeto de análise, confecção de corpos-de-prova a partir desses testemunhos, os quais são submetidos a ensaios de resistência e exames para a obtenção da umidade.

O modelo considera como fatores de influência nas expansões por RAA aqueles mesmos adotados por Léger et al (1995), valendo-se, inclusive, de critérios semelhantes para a conversão dos campos intervenientes em seus respectivos *Fatores Ponderados de Influência*.

A taxa de expansão volumétrica em cada ponto da estrutura é apresentada sob a forma:

$$\dot{\epsilon}^{RAA} = \frac{\epsilon_{Vol}^{Max} \cdot (A_2 g_T)}{[(A_2 g_T) + (t - t_p g_p)]^2} \cdot \sqrt{g_U \cdot g_C} \quad (II.9.8.1)$$

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 devidos à umidade, tensões confinantes e temperatura, respectivamente, para cada idade da estrutura; “ $t_p g_p$ ” é o tempo requerido para o preenchimento total dos espaços vazios dos poros, a partir de quando tem início o processo expansivo da matriz de concreto, e, $t - t_p g_p$ representa o tempo de análise decorrido.

Reconhecendo a existência de interação entre os fenômenos decorrentes da RAA e a fluência do concreto, os autores prevêem a necessidade de proceder-se a simulação numérica do comportamento visco-elástico do material. Para esse fim, adota-se o modelo sólido padrão, o qual é representado esquematicamente pela associação em série de um elemento de mola de Hooke e um elemento amortecedor de Kelvin. Admite-se proporcionalidade entre as tensões

e as deformações, as quais variam de um valor inicial representando a deformação imediata, obtida mediante a expressão:

$$\varepsilon_0 = \sigma_0 / E \quad (\text{II.9.8.2})$$

até um valor assintótico, correspondente à deformação em idade avançada, dada por:

$$\varepsilon_\infty = \sigma_0 / E_\infty, \quad (\text{II.9.8.3})$$

sendo “ E_∞ ” o Módulo Assintótico de Deformação dado por:

$$E_\infty = E / (1 + \Phi) \quad (\text{II.9.8.4})$$

O parâmetro “ Φ ” é o Coeficiente de Fluência. Seus valores estão compreendidos entre 1.0 e 1.5 para concretos não afetados por RAA, podendo atingir de 2 a 4 vezes estes valores para os concretos afetados, conforme seja o grau de deterioração resultante.

Na modelagem por elementos finitos a temperatura e a umidade são consideradas invariáveis no decorrer do tempo.

A análise térmica é realizada considerando-se regime transiente com os parâmetros térmicos constantes e uniformes ao longo do domínio do tempo e do espaço. O modelo inclui o transporte de calor por condução e a troca por convecção com o ar, a água e os aterros. A variação anual da temperatura ambiente é suposta linear, oscilando entre um mínimo e um máximo. Mudanças ambientais bruscas e efêmeras são desprezadas por não alterarem significativamente a resposta do sistema no tocante à RAA. Considerado-se que a longevidade da RAA se estende muito além da fase construtiva as evoluções adiabáticas ocorridas neste período, podem ser desprezadas, podendo-se assim considerar que o calor de hidratação é totalmente dissipado antes de as expansões por RAA se iniciarem.

A avaliação da umidade deve ser realizada a partir de análise de percolação e difusão de água no concreto, considerando-se os mecanismos de transporte de água em regime permanente.

Na fase de calibração utiliza-se uma função, denominada função objetivo, a qual é apresentada sob a forma:

$$F_{obj} = \frac{1}{\sum_{i=1}^n K_i} \left\{ \sum_{i=1}^n K_i \left[1 + ABS \left(\frac{M_i - C_i}{M_i} \right) \right] \right\} \quad (II.9.8.5)$$

para a qual “n” é o total de equipamentos de medição de deslocamentos utilizados como fonte de resultados, “M_i” é o deslocamento medido no equipamento “i”, “C_i” é o deslocamento calculado mediante o modelo matemático na posição e direção referente ao equipamento “i”, e “K_i”, refere-se ao coeficiente de ponderação adotado para o equipamento “i”.

A convergência dos resultados é obtida a partir da minimização da função objetivo. Para isso, em cada um dos instantes considerados na análise das expansões por RAA, utiliza-se um procedimento iterativo. Em tal procedimento todos os coeficientes de ponderação recebem o valor unitário no primeiro ciclo. Em cada um dos ciclos iterativos subseqüentes, os coeficientes de ponderação são automaticamente ajustados, atribuindo-se maiores valores aos coeficientes de ponderação dos instrumentos para os quais foram observadas as maiores diferenças percentuais do ciclo.

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 prática além do fato de desconsiderar o desacoplamento entre as tensões e as deformações por RAA.

2.9.9 – Modelo de Farage

Farage et al (2000) propuseram um modelo para simulação numérica das expansões por RAA, que considera o desacoplamento entre as deformações decorrentes do fenômeno e as tensões solicitantes. O modelo assemelha 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.

O padrão de evolução das tensões e deformações é simulado a partir do Modelo Analógico Elástico (Figura II.9.9.1). Os elementos hookeanos “μ” e “g” de rigidez constante “E_μ” e “E_g”, simulam, respectivamente, a elasticidade da matriz do concreto e da massa do gel. A célula de pressão “ch”, representa a deformação química “ε_{ch}”.

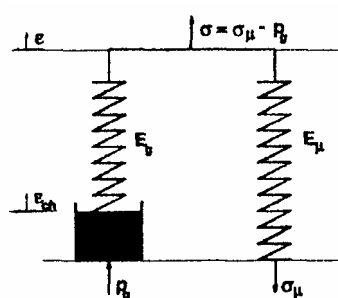


Figura II.9.9.1 – Ilustração do Modelo Analógico Elástico (FARAGE et al 2000)

Se “ ϵ ” é a deformação da matriz do concreto, a pressão do “gel”, pode ser obtida a partir da equação II.9.9.1 apresentada a seguir.

$$p_g = E_g (\epsilon_{ch} - \epsilon) \quad (\text{II.9.9.1})$$

O equilíbrio envolvendo a pressão no gel, a tensão imposta à matriz do concreto “ σ_μ ” e a tensão externa “ σ ”, pode ser representada pela expressão:

$$\sigma = \sigma_\mu - p_g \quad (\text{II.9.9.2})$$

Supondo-se que a deformação “ ϵ ” é totalmente elástica, a tensão imposta à matriz do concreto é dada por:

$$\sigma_\mu = E_\mu \epsilon \quad (\text{II.9.9.3})$$

para a qual “ E ” representa o Módulo de Deformação do sistema, sendo dado por:

$$E = E_g + E_\mu \quad (\text{II.9.9.4})$$

Na hipótese de desenvolvimento de expansão livre, ter-se-ia:

$$\sigma = 0 \text{ e, conseqüentemente, } \sigma_\mu = p_g$$

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

A figura II.9.9.2 apresenta uma ilustração esquemática de um elemento representativo da fissuração do concreto. O parâmetro “ σ_t ” é a constante do elemento de contato que indica o início da abertura de fissuras.

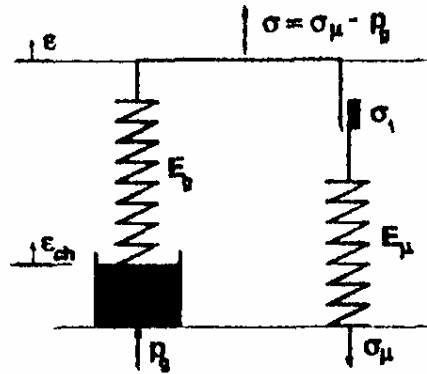


Figura II.9.9.2 – Modelo analógico com fissuração por RAA(FARAGE et al 2000)

A deformação “ ϵ ” é então representada matematicamente a partir da equação:

$$\epsilon = \epsilon^e + \epsilon_{cr} \quad (\text{II.9.9.5})$$

onde “ ϵ^e ” é a parcela de deformação elástica e “ ϵ_{cr} ” a deformação pós fissuração.

Para descrição do comportamento fissurado, o autor utiliza a formulação de fissuração distribuída, que representa as fissuras de forma contínua, como um conjunto de micro-fissuras paralelas no volume do elemento finito. Adota-se o modelo das fissuras fixas ortogonais, podendo-se admitir no máximo duas fissuras por elemento, segundo o modo “I” (Figura II.9.4.3) com orientação determinada pelos planos principais.

O critério de fissuração é baseado na superfície de Rankine (Figura II.9.9.3). Se “ σ_1 ” são as tensões principais e “ σ_t ” a resistência a tração do concreto, o critério é expresso matematicamente por:

$$\sigma_1 - \sigma_t = 0.0 \quad (\text{II.9.9.6})$$

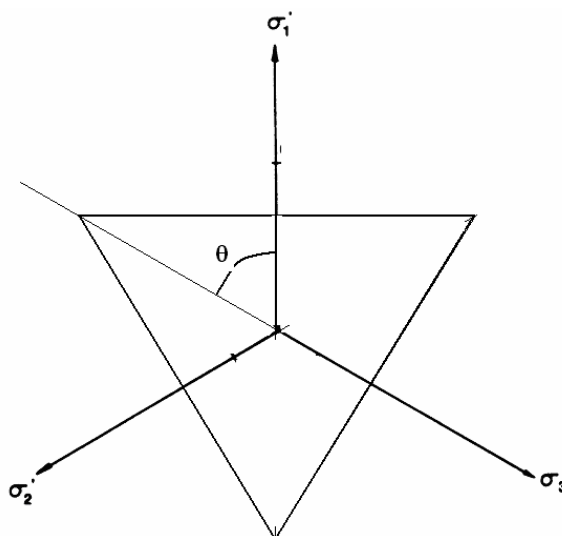


Figura II.9.9.3 – Superfície de Rankine

2.9.10 – Modelo de Capra e Sellier

Capra e Sellier (2002) atribuem a dificuldade de modelagem das expansões por RAA à distribuição aleatória dos locais com reação em atividade, e à precariedade do conhecimento envolvendo os mecanismos da RAA. Eles admitem que, em sua modelagem segundo uma abordagem fenomenológica, deve-se levar em conta a cinética da reação, a temperatura, a umidade e o estado de tensões. Além do mais, julgam ser adequado uma descrição da probabilidade de abertura de fissuras.

O modelo proposto 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 e Chaboche (1988). A rigidez do material depende de um parâmetro “*d*”, cujo valor está compreendido no intervalo:

$$0 \leq d \leq 1 \quad (\text{II.9.10.1})$$

Tal parâmetro é definido como a razão entre a superfície de descontinuidades, incluindo-se os vazios e as fissuras, e a superfície da amostra. Para o caso de o material apresentar-se íntegro ter-se-á $d = 0$. Por outro lado se o material está bastante deteriorado ter-se-á $d = 1$. A tensão efetiva é obtida a partir de:

$$\sigma_{eff} = \sigma_{app} / (1 - d) \quad (\text{II.9.10.2})$$

onde “ σ_{app} ” e “ σ_{eff} ” são as tensões aparente e efetiva, respectivamente. A equação é válida para cada uma das três direções principais, representadas por um vetor normal.

A deformação elástica para cada uma das direções principais é dada por:

$$\varepsilon_i^e = \frac{1}{E_i^-} \sigma_{effi}^+ + \frac{1}{E_o} \sigma_{effi}^- - \frac{\nu_o}{E_o} (\sigma_{effj} + \sigma_{effk}) \quad (II.9.10.3)$$

“j” e “k” são as direções principais perpendiculares à direção principal “i”. “ E_o ” é o módulo de deformação inicial correspondente ao material são.

$$\frac{1}{E_i^-} = \frac{1}{E_o} [P_i + (1 - P_i)(1 - d_i^+) / (1 - d_i^{*-})] \quad (II.9.10.4)$$

$$\sigma_{appi} = \sigma_{effi}^+ (1 - d_i^+) + \sigma_{effi}^- (1 - d_i^-) \quad (II.9.10.5)$$

Os sinais “+” e “-” estão associados às tensões efetivas principais de tração e compressão, respectivamente. Os “ d_i^s ” são os parâmetros “d” que devem ser avaliados para cada uma das três tensões principais no espaço de tensões. Os parâmetros “ P_i ” são obtidos a partir da relação:

$$P_i = l_c / l_i \quad (II.9.10.6)$$

para a qual “ l_c ” é o comprimento interno ao elemento, representando um parâmetro a ser considerado com o objetivo de evitar o problema numérico relativo às deformações localizadas, e, “ l_i ” é a dimensão do elemento finito na direção “i” (BARZEGAR e MADDIPULI, 1997-a). O parâmetro “ d_i^{*-} ” é obtido mediante:

$$d_i^{*-} = \min(d_i, d_i^{peak}) \quad (II.9.10.7)$$

onde d_i^{peak} é o valor de “d” referente ao pico da curva tensão deformação.

A expressão de “ ε_i^e ” considera que a dissipação de energia é proporcional ao volume considerado até o pico e à área da superfície de descontinuidade pós – pico (JANSSEN e SHAH, 1997).

O gel produzido na RAA ocupa maior espaço que os reagentes, e por isso induz a expansão da matriz do concreto, e, conseqüentemente, um estado de tensões auto-equilibrado (Figura II.9.10.1).

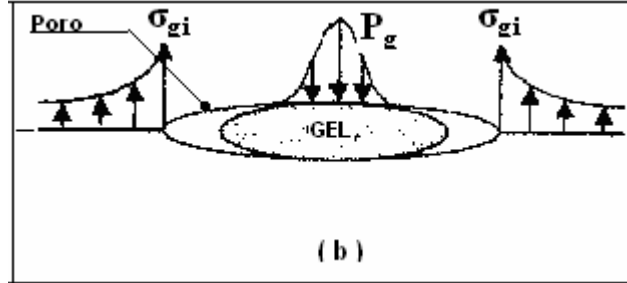


Figura II.9.10.1 – Tensões auto equilibradas gel-matriz de concreto

As tensões sobre a matriz não-fissurada do concreto “ σ_{gi} ” equilibram as tensões geradas nas fissuras preenchidas com o gel, sendo obtidas mediante a expressão II.9.10.8.

$$\sigma_{gi} = -\frac{P_g}{1 - Pf_{RAAi}} \quad (\text{II.9.10.8})$$

onde “ Pf_{RAAi} ” é a probabilidade de ocorrência de fissuração por RAA na direção “i”, e, o termo “ $(1 - Pf_{RAAi})$ ” é a fração do material não-fissurado na direção “i” que recebe a tensão “ σ_{gi} ”. “ P_g ” representa a pressão média exercida pelo gel em expansão, sendo proporcional ao volume do gel produzido e sua taxa de confinamento, podendo ser obtida mediante a expressão:

$$P_g = K(V_g - V_{Po} - V_{\varepsilon_{RAA}})^+ \quad (\text{II.9.10.9})$$

onde “ V_g ” é o volume do gel produzido, “ V_{Po} ” é o volume dos poros interconectados ao local da reação e “ $V_{\varepsilon_{RAA}}$ ” é o volume de fissuras ocupado pelo gel. Para o termo entre parênteses aplica-se a seguinte observação:

$$(X)^+ = X \text{ se } X > 0 \text{ e } (X)^+ = 0 \text{ se } X < 0$$

“ $V_{\varepsilon_{RAA}}$ ” é admitido ser proporcional ao volume total das fissuras geradas, através do coeficiente de proporcionalidade “ K_e ”, podendo ser obtido mediante:

$$V_{\varepsilon_{RAA}} = K_e P_g V_g tr(\varepsilon) \quad (\text{II.9.10.10})$$

onde $\text{tr}(\boldsymbol{\varepsilon})$ é a dilatação volumétrica. “ V_{Po} ” é dado por:

$$V_{Po} = K_P P_g V_g P_o \quad (\text{II.9.10.11})$$

onde “ K_P ” é um coeficiente de proporcionalidade e “ P_o ” é a porosidade inicial.

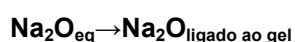
A partir da formulação acima apresentada podemos deduzir que a pressão no “gel” pode ser dada por:

$$P_g = K \left(\frac{V_g}{1 + K V_g (K_e \text{tr} \boldsymbol{\varepsilon} + K_P P_o)} \right)^+ \quad (\text{II.9.10.12})$$

onde “ K ” é uma constante de rigidez do gel.

Uma vez que existe então interdependência entre a pressão do “gel” e seu volume a descrição fenomenológica referente às expansões por RAA com o tempo pode ser realizada mediante a variação de qualquer um desses parâmetros.

A cinética global da RAA pode ser caracterizada pelo $[\text{Na}_2\text{O}_{eq}]$, a qual representa a concentração total da solução dos poros em sódio alcalino equivalente $\text{Na}_2\text{O} + 0.658\text{K}_2\text{O}$. O consumo de álcalis “ $A(t)$ ” na reação é descrito pela reação química:



A partir de análise estequiométrica teríamos:

$$A(t) = \frac{[\text{Na}_2\text{O}_{eq}](t=0) - [\text{Na}_2\text{O}_{eq}](t)}{[\text{Na}_2\text{O}_{eq}](t=0)}$$

A proporcionalidade entre o volume de gel produzido e o consumo de álcalis na RAA, é traduzida a partir de:

$$P_g(t) = K \left(\frac{P_{g \text{ lim}}(t)}{1 + K P_{g \text{ lim}}(t) (K_e \text{tr} \boldsymbol{\varepsilon} + K_P P_o)} \right)^+ \quad (\text{II.9.10.13})$$

onde $P_{g \text{ lim}}(t) = P_{g \text{ lim}}^\infty H^m [1 - e^{-K_o (e^{-E_a / RT}) t}]$ (II.9.10.14)

é recomendado adotar-se $m = 8$, de modo que equação (II.9.10.14) é representada graficamente pela curva da figura II.9.10.2, indicando que a RAA é tanto mais intensa quanto maior for o teor de umidade na massa do concreto, sendo desprezível para teores de umidade inferiores a 60%.

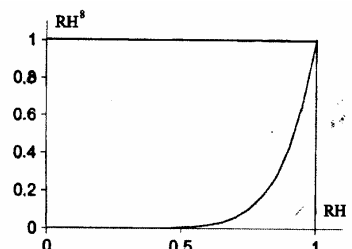


Figura II.9.10.2 – Influência da umidade relativa nas expansões por RAA

Para exprimir a probabilidade de fissuração por RAA deve-se admitir que “ σ_{gi} ” é superposta à tensão “ σ_i ” gerada pelo carregamento o que nos permite escrever, para cada uma das direções principais:

$$Pf_i^{RAA} = 1 - e^{-\left[\frac{1}{m_r} \left(\frac{\langle \sigma_i + \sigma_{gi} \rangle^+}{\sigma_i^{ur}} \right)^{m_r} \right]} \quad (\text{II.9.10.15})$$

onde “ Pf_i^{RAA} ” é a probabilidade de fissuração por RAA, “ σ_i^{ur} ” é a *coesão de Weibull*, “ m_r ” é o *expoente de Weibull* para a RAA suposta homogênea e isotrópica. De maneira idêntica, a probabilidade de fissuração mediante as tensões mecânicas de tração e compressão podem ser dadas por:

$$Pf_i^t = 1 - e^{-\left[\frac{1}{m^+} \left(\frac{\sigma_i^+}{\sigma_i^{ut}} \right)^{m^+} \right]} \quad \text{e, (II.9.10.16.a)}$$

$$Pf_i^c = 1 - e^{-\left[\frac{1}{m^-} \left(\frac{\langle \sigma_i + \sqrt{(C^-)^2 [(\sigma_j^-)^2 + (\sigma_k^-)^2]} \rangle^+}{\sigma_i^{uc}} \right)^m \right]} \quad (\text{II.9.10.16.b})$$

onde “ σ_i^{ut} ” e “ σ_i^{uc} ” são as coesões de Weibull em tração direta e indireta, respectivamente. “ C^- ” é o coeficiente de variação em compressão, e, “ m^+ ” e “ m^- ” são os expoentes de Weibull em tração e compressão, respectivamente.

As equações II.9.10.16 exprimem o fato de que as fissuras de origem mecânica decorrem de causas diretas e causas indiretas. A tensão de tração tem efeito direto na abertura das fissuras na direção normal ao carregamento. As tensões de compressão geram tensões de tração na direção perpendicular ao carregamento produzindo também fissuras.

O modelo contempla uma formulação de análise de danos ao concreto e acoplamento entre as expansões por RAA e o desempenho mecânico, com base nos coeficientes de danos obtidos em função da probabilidade de fissuração. Tal formulação é apresentada conforme as expressões:

$$d_i^+ = 1 - (1 - Pf_i^t)(1 - Pf_i^c)(1 - Pf_i^{RAA}) \quad (\text{II.9.10.17.a})$$

$$d_i^- = 1 - (1 - Pf_j^c)^{\psi(j)} (1 - Pf_j^t)^{\psi(j)} (1 - Pf_j^{RAA})^{\psi(j)} (1 - Pf_k^c)^{\psi(k)} (1 - Pf_k^t)^{\psi(k)} (1 - Pf_k^{RAA})^{\psi(k)} \quad (\text{II.9.10.17.b})$$

onde “ ψ ” é um fator que considera a possibilidade de re-fechamento de fissuras no caso de carga cíclica. A deformação total é escrita na forma:

$$\varepsilon_i = \varepsilon_i^e + \varepsilon_i^{pl} + \varepsilon_i^{RAA} \quad (\text{II.9.10.18})$$

onde “ ε_i^{pl} ” é a deformação não-elástica, considerada independente da RAA e “ ε_i^e ” é a parcela de deformação elástica, sendo função da tensão efetiva (equação II.9.10.3). A parcela de deformação inelástica devido à RAA é obtida mediante as equações II.9.10.19.

$$\varepsilon_i^{RAA} = \varepsilon_o^{RAA} \frac{Pf_i^{RAA}}{1 - Pf_i^{RAA}} \quad (\text{II.9.10.19.a})$$

ou,

$$\varepsilon_i^{RAA} = \varepsilon_o^{RAA} \frac{d_i^+}{1 - d_i^+} \quad (\text{II.9.10.19.b})$$

As equações II.9.10.19 correlacionam a expansão e a tensão de ruína. Nestas expressões “ ε_o^{RAA} ” é um parâmetro do material. A partir de publicação da ISE(1992), e Larive (1997), deduz-se que se verifica declínio nas propriedades mecânicas do concreto em conformidade com as taxas de expansão (figura II.9.10.3) e que $\varepsilon_o^{RAA} \approx 0.3\%$. Este

parâmetro mostra-se constante mesmo em ensaios realizados envolvendo diferentes misturas de concreto.

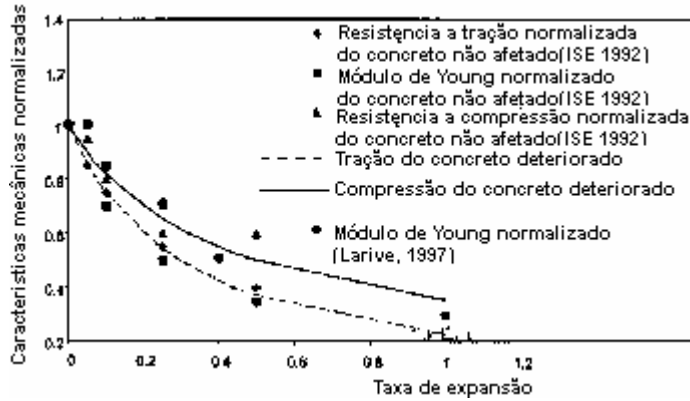


Figura II.9.10.3 – Características mecânicas por RAA (CAPRA E SELLIER, 2002)

A parcela de deformação Inelástica de origem mecânica é obtida mediante a expressão:

$$\varepsilon_i^{pl} = \varepsilon_i^+ + \varepsilon_i^- \quad (\text{II.9.10.20})$$

para a qual:

$$\varepsilon_i^+ = \varepsilon_o^+ P_i \psi_i \frac{Pf_i^+ - Pf_i^-}{1 - Pf_i^+}; \quad (\text{II.9.10.21) e,}$$

$$\varepsilon_i^- = \varepsilon_o^- \left[\frac{Pf_i^-}{1 - Pf_i^-} \psi_i - \nu_P \left(\frac{Pf_j^-}{1 - Pf_j^-} \psi_j + \frac{Pf_k^-}{1 - Pf_k^-} k \psi_k \right) \right] \quad (\text{II.9.10.22})$$

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

Comportamento do Concreto

3.1 – Introdução

O Concreto de Cimento Portland é um material de construção de comportamento 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. Outrossim, suas propriedades físicas sofrem alterações no decorrer do tempo, em conseqüência, 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 conseqüência 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, já a tensões de baixa intensidade.

3.2 - Estado uniaxial de tensões

A curva da figura III.1 constitui uma representação gráfica do comportamento tensão-deformação uniaxial típico para o concreto (BANGASH, 1989). Para o ramo referente à compressão, distinguem-se três trechos, cada um correspondendo a uma resposta mecânica característica. No trecho "OA", para tensões de intensidade de até 30% da resistência à compressão, tem-se comportamento mecânico linear elástico. Nesta fase, as micro-fissuras existentes na interface dos elementos constituintes do concreto permanecem estáveis haja vista que a energia interna é inferior àquela necessária para produzir novas fissuras (KWAK e FILIPPOU, 1990).

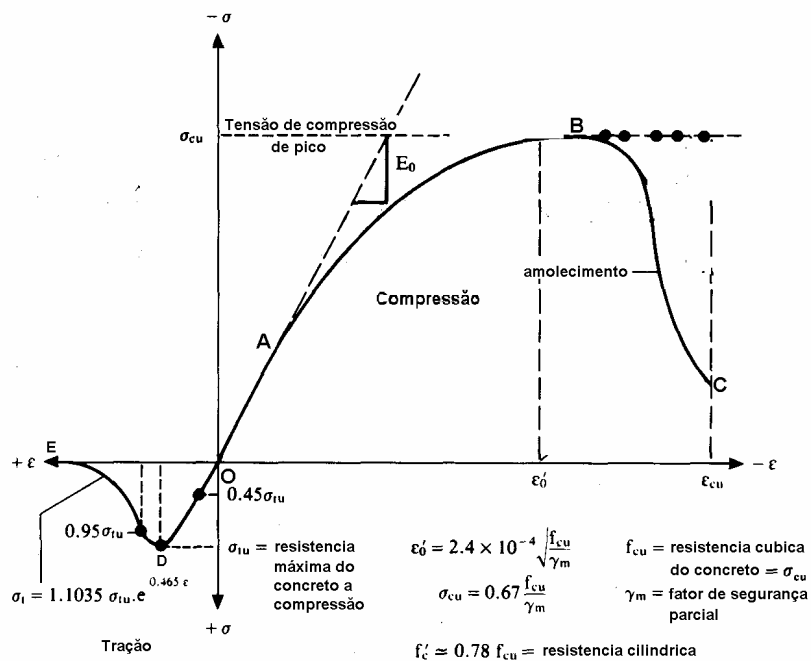


Figura III.1 – Curva típica tensão-deformação uniaxial do concreto (BANGASH, 1989)

No trecho “AB” a inclinação da tangente à curva passa a decrescer com o aumento das deformações. O concreto apresenta-se em estado micro-fissurado e tal estágio é denominado de trecho de endurecimento (*strain hardening or work hardening*). Isto se deve ao fato de que, para qualquer um de seus pontos, ocorrendo descarregamento parcial ou total, se o carregamento for retomado, o material passará a apresentar um limite de proporcionalidade “ f_{cy} ” superior ao limite de proporcionalidade inicial “ f_{cyo} ” (Figura III.2).

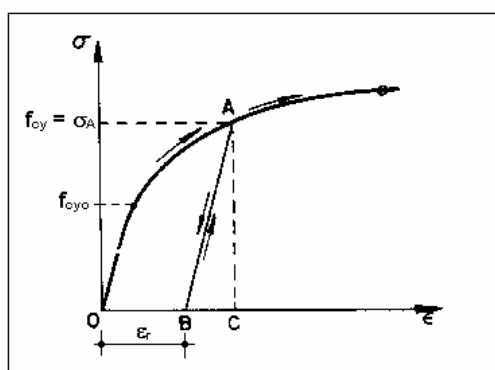


Figura III.2 – Curva carregamento-descarregamento-recarregamento

O segmento “BC” que se inicia no ponto referente à tensão de pico “ σ_{cu} ”, e à deformação “ ϵ'_0 ”, recebe a denominação de ramo de amolecimento (*strain softening*). Nele a curva apresenta trajetória descendente, com o concreto apresentando-se no estado macro-fissurado. Em seu ponto extremo “C”, para uma deformação limite última “ ϵ_{cu} ”, ocorre finalmente o colapso do material por esmagamento. Na iminência do colapso o concreto apresenta expansão volumétrica. Tal efeito, denominado *dilatância*, só ocorre nos casos em que a pasta de cimento é misturada com agregados, de modo que é atribuído à sua natureza composta. É notável o aumento acentuado de fissuras evidenciando o início da instabilidade de sua propagação.

Para o concreto à tração o endurecimento é muito pouco expressivo, trecho “OD”, de modo que em geral é considerado para fins de simulação numérica como linear elástico. O trecho “DE” representa o amolecimento em tração.

O fenômeno de amolecimento ao invés de refletir exclusivamente uma propriedade intrínseca ao material é substancialmente influenciado pelo sistema amostra/equipamento-de-ensaio. Isto fica evidente diante dos resultados de ensaios envolvendo corpos-de-prova de alturas diferentes (Figura III.3) notando-se que quanto menor for a referida altura menos acentuado é o ramo descendente pós-pico da curva.

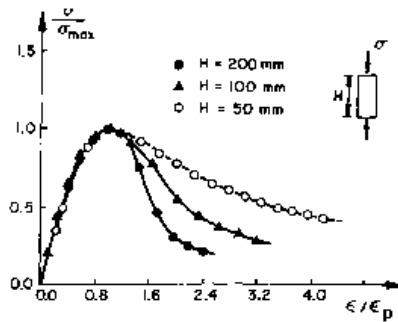


Figura III.3 – Efeito da dimensão do corpo-de-prova (van MIER, 1984)

3.3 - Estado plano de tensões

O comportamento do concreto quando submetido à compressão biaxial pode ser representado por uma envoltória de resistência, com a forma ilustrada na figura III.4 (KUPFER et al, 1969; KUPFER e GERSTLE, 1973; e, TASUJI et al , 1979). Sua região interior representa o subespaço dos estados de tensões admissíveis. A ruína ocorrerá quando a curva $\sigma_1 - \sigma_2$, referente ao carregamento, interceptar esta envoltória.

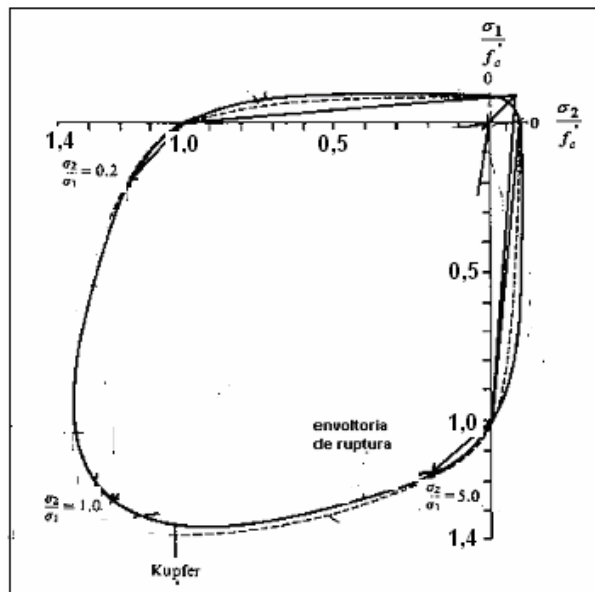


Figura III.4 – Envoltória de ruptura do concreto referente ao estado biaxial de tensões

A partir da análise da envoltória da figura III.4, a resistência à compressão do concreto para estado biaxial de tensões é maior que aquela registrada para compressão uniaxial, podendo a diferença chegar a 16%, quando a razão entre as tensões principais for $\sigma_1/\sigma_2 = 1.0$, e a 25% quando $\sigma_1/\sigma_2 = 0.5$. Para tração biaxial a diferença não é significativa. Para a combinação compressão-tração a resistência à compressão diminui com o aumento da tensão principal de tração de forma aproximadamente linear (Figura III.5).

Para compressão biaxial, a envoltória de Kupfer e Gerstle (1973) é descrita por:

$$(\beta_1 + \beta_2)^2 - \beta_2 - 3.65\beta_1 = 0 \quad (\text{III.1})$$

onde $\beta_i = \sigma_i / f'_c$. “ σ_i ” são as tensões principais com $0 > \sigma_1 > \sigma_2$. “ f'_c ” é a resistência à compressão uniaxial do concreto. Se $\alpha = \sigma_1 / \sigma_2$ então a resistência à compressão biaxial será dada por:

$$\sigma_{2c} = \frac{1 + 3.65\alpha}{(1 + \alpha)^2} f'_c \quad \text{e} \quad \sigma_{1c} = \sigma_{cu} = \alpha \cdot \sigma_{2c} \quad (\text{III.2})$$

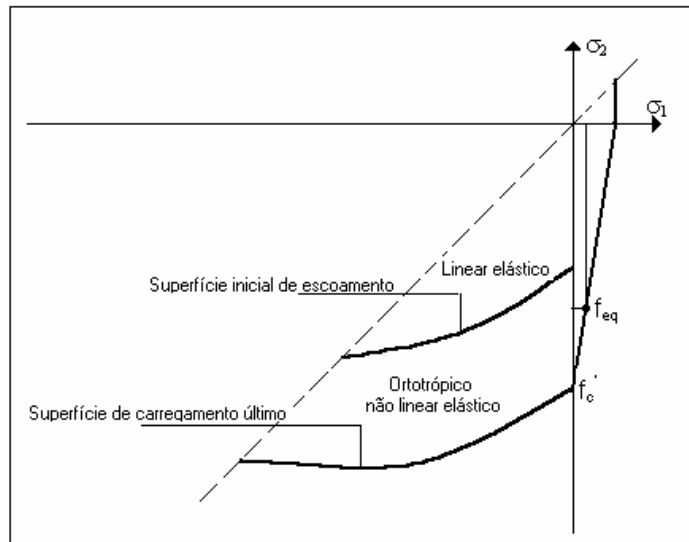


Figura III.5 – Envoltória de tensões de ruptura do concreto

Para compressão-tração a resistência à tração pode ser obtida pela expressão:

$$\sigma_{pt} = \left(1 - 0.8 \frac{\sigma_2}{f'_c} \right) \cdot \sigma_{tu} \quad (\text{III.3})$$

para a qual “ σ_{tu} ” representa a resistência máxima à tração uniaxial. Em se tratando de estado de tração biaxial, Kupfer e Gerstle (1973) sugeriram considerar a resistência à tração constante e igual à resistência máxima do concreto à tração uniaxial.

A primeira das expressões III.2 foi modificada por Darwin e Pecknold (1977) para aplicação aos estados de compressão-tração, assumindo a forma:

$$\sigma_{2c} = \frac{1 + 3.28.\alpha}{(1 + \alpha)^2} f_c' \quad (III.4)$$

Mediante compressão biaxial, a rigidez inicial do concreto é maior, em decorrência do efeito de Poisson. Os danos internos do concreto também são menores, devido à sua maior ductilidade (KUPFER et al, 1969; CHEN, 1976; e, TASUJI et al, 1979). Embora as deformações principais de compressão e de tração na ruptura diminuam com o acréscimo da tensão de tração, a ruptura é basicamente caracterizada por fissuração, com o ponto referente às tensões e às deformações principais de compressão, posicionado no ramo ascendente da curva tensão-deformação.

Na região de compressão biaxial o material permanece linear elástico no interior da superfície inicial de escoamento (Figura III.5). A relação tensão-deformação é representada mediante a forma matricial:

$$\begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{pmatrix} = \frac{E}{1 - \nu^2} \begin{pmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & (1 - \nu)/2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{pmatrix} \quad (III.5)$$

Para estado de tensões fora da superfície inicial de escoamento e dentro da superfície de ruptura, o comportamento do concreto é ortotrópico não-linear. Para essa região utiliza-se a relação constitutiva na forma incremental:

$$\begin{pmatrix} d\sigma_{11} \\ d\sigma_{22} \\ d\tau_{12} \end{pmatrix} = \frac{1}{1 - \nu_{12}\nu_{21}} \begin{bmatrix} E_1 & \nu_{12}E_1 & 0 \\ \nu_{21}E_2 & E_2 & 0 \\ 0 & 0 & (1 - \nu_{12}\nu_{21})G_{12} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} d\varepsilon_{11} \\ d\varepsilon_{22} \\ d\gamma_{12} \end{pmatrix} \quad (III.6)$$

onde “ E_1 ” e “ E_2 ” são os *Módulos de Deformação Longitudinal* do concreto segundo as direções dos planos principais. Os “ ν_{ij} ” são os *coeficientes de Poisson* referentes às deformações na direção “i” devidas à tensão normal na direção “j”. “ G_{12} ” é o *Módulo de Deformação Transversal* nos planos principais, para o qual utiliza-se a expressão proposta por Weaver e Johnson (1984), escrita sob a forma:

$$G_{12} = \frac{E_1 E_2}{E_1(1 + \nu_{12}) + E_2(1 + \nu_{21})} \quad (III.7)$$

A simetria da matriz constitutiva da equação III.6, implica a condição:

$$\frac{E_2}{E_1} = \frac{\nu_{12}}{\nu_{21}} \quad (\text{III.8})$$

Ocorre, entretanto, que na medida em que a intensidade da tensão de compressão aumenta, o módulo de deformação do concreto tende a diminuir, em decorrência do processo de fissuração interna, e, sua taxa de expansão lateral é então ampliada (VECCHIO, 1992). Conseqüentemente na condição $f_{c2} > f_{c1}$ (Figura III.6) teríamos $E_{c2} < E_{c1}$ e $\nu_{12} > \nu_{21}$, constatando-se assim uma discrepância em relação à condição III.8. Neste trabalho será utilizada a relação tensão deformação incremental proposta por Desai e Siriwardance (1972) e Chen(1976), escrita mediante a forma da expressão III.9:

$$\begin{vmatrix} d\sigma_{11} \\ d\sigma_{22} \\ d\tau_{12} \end{vmatrix} = \frac{1}{1-\nu^2} \begin{vmatrix} E_1 & \nu\sqrt{E_1 E_2} & 0 \\ \nu\sqrt{E_1 \cdot E_2} & E_2 & 0 \\ 0 & 0 & (1-\nu^2).G \end{vmatrix} \begin{vmatrix} d\epsilon_{11} \\ d\epsilon_{22} \\ d\gamma_{12} \end{vmatrix} \quad (\text{III.9})$$

onde os “E’s” são os módulos de deformação referentes a cada uma das direções principais, os quais são considerados como se fossem orientados em conformidade com as direções das fissuras. A rigidez transversal é expressa mediante a correlação:

$$(1-\nu^2).G = 0.25(E_1 + E_2 - 2\nu\sqrt{E_1 \cdot E_2}) \quad (\text{III.10})$$

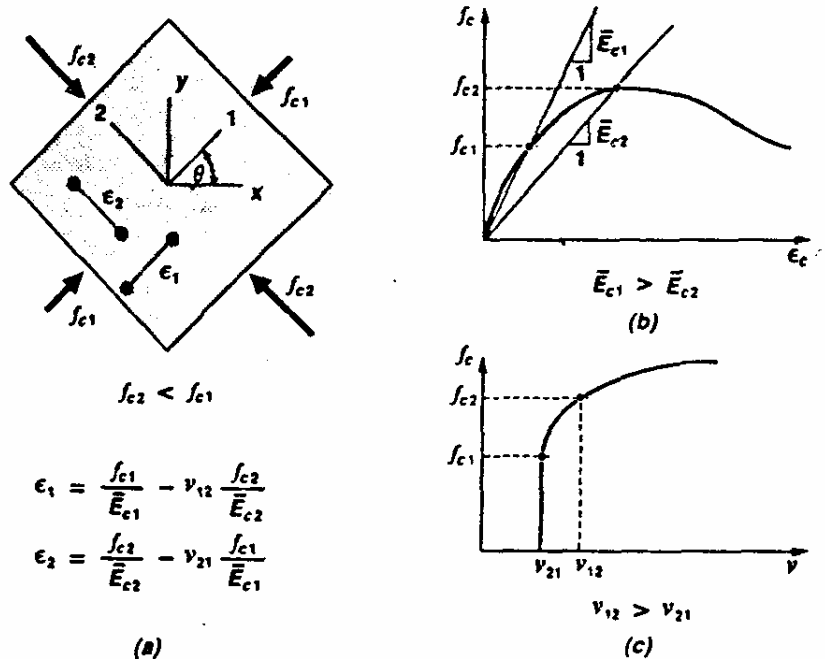


Figura III.6 – Compressão biaxial: (a) Deformações; (b) Evolução do Módulo de Elasticidade; (c) Evolução do Coeficiente de Poisson

O comportamento tensão-deformação do concreto pode ser representado esquematicamente segundo a curva simplificada ilustrada na figura III.7, a qual se refere a cada um dos planos principais. A resistência à compressão equivalente em cada direção principal “ σ_{ip} ” é determinada a partir da superfície biaxial de ruptura. Para tensões de compressão cujas intensidades estão compreendidas entre $0.5\sigma_{ip}$ e $0.7\sigma_{ip}$, as fissuras começam a atravessar a argamassa circunvizinha aos agregados e as fissuras de aderência continuam a crescer lentamente. Além dessa faixa de tensões a curva continua linear, porém, com declividade menor, até atingir o nível de tensões da ordem de “ σ_{ip} ”, a partir da qual o ramo, embora linear, passa a ser descendente, representando o amolecimento. A deformação “ ϵ_{ip} ”, referente à tensão “ σ_{ip} ”, é determinada de modo que seja reproduzida a energia de deformação em compressão da curva experimental tensão-deformação uniaxial.

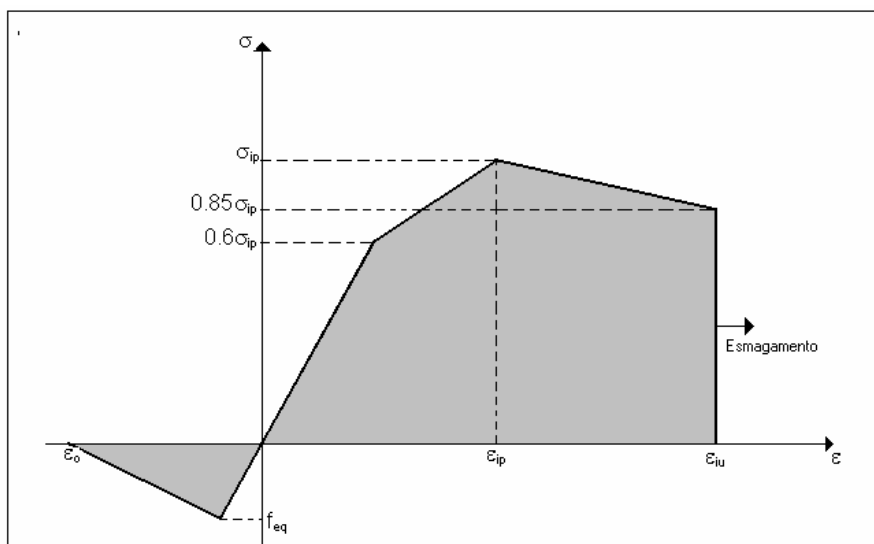


Figura III.7 – Curva tensão-deformação para o concreto

Quando as tensões biaxiais excedem a envoltória de ruptura de Kupfer e Gerstle (1973) e a deformação de compressão ultrapassa o valor limite “ ϵ_{ip} ” (Figura III.7) o material entra em regime de amolecimento de deformações. No extremo desta região a ruptura ocorre por esmagamento. Uma superfície de deformação de ruptura (Figura III.8) pode ser determinada para definir o esmagamento em compressão biaxial, sendo escrita sob a forma:

$$C = \frac{(\epsilon_1 + \epsilon_2)^2}{\epsilon_2 + 3.65\epsilon_1} - \epsilon_{cu} = 0 \quad (\text{III.11})$$

onde “ ϵ_{cu} ” é a deformação última do concreto em carregamento uniaxial.

Todas as combinações de deformações principais representadas por pontos na região interior à superfície de deformações de ruptura, constituem o campo de deformações cinematicamente admissíveis. As deformações referentes às tensões de pico em estado de compressão biaxial são obtidas mediante:

$$\epsilon_{2p} = \epsilon_{co} (3\beta_2 - 2) \quad (III.12)$$

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

onde $\beta_i = \frac{\sigma_{ip}}{f_c}$, e “ ϵ_{co} ” é a deformação correspondente à tensão de compressão de pico para estado uniaxial de tensões.

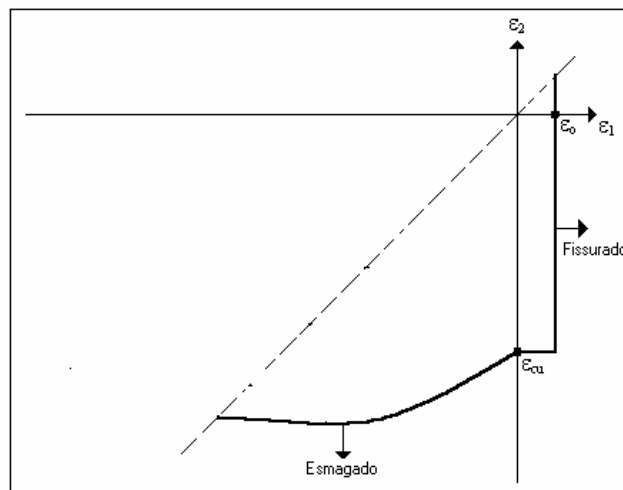


Figura III.8 – Envoltória de deformações de ruptura do concreto

Para o estado de compressão-tração, a curva tensão deformação em compressão é a mesma adotada para carregamento uniaxial, de modo que:

$$\sigma_{ip} = f_c \quad e \quad \epsilon_{iu} = \epsilon_{cu} \quad (III.13)$$

Para os estados compressão-tração e tração biaxial o concreto é linear elástico para tensões de tração de intensidade inferior a “ f_{eq} ”. O concreto entrará em comportamento pós-pico quando o tensor de tensões atingir a superfície de ruptura, iniciando o processo de esmagamento ou o processo de fissuração. A fissuração ocorrerá caso a tensão principal de tração exceda o valor $0,5f_{tm}$ (HONÓRIO DA SILVA, 2003). Em caso contrário, a ruptura dar-se-á por esmagamento.

Para deformações além daquela referente à resistência à tração do concreto a acréscimos de deformação correspondem decréscimos de tensões, segundo uma correlação linear.

O coeficiente de Poisson para o concreto submetido à tração na condição não-fissurada é igual ao seu valor inicial para a configuração descarregada “ ν_0 ”. Na condição fissurada ele é praticamente nulo para expansão na direção normal à direção de tração.

Mediante carregamento monotônico, para tração biaxial e compressão biaxial o valor de 0,2 para o coeficiente de Poisson é absolutamente efetivo. Tal valor é adequado para a compressão uniaxial e compressão-tração para tensões de intensidade muito baixa. Para tensões de intensidade da ordem de $0,8f_c'$, Darwin e Pecknold (1977) sugerem sua avaliação a partir de:

$$\nu = 0.2 + 0.6\beta_2^4 + 0.4\beta_1^4 \quad (\text{III.14})$$

$$\text{com } \beta_i = \frac{\sigma_{ip}}{f_c}.$$

Elwi e Murray (1976) propuseram a avaliação do coeficiente de Poisson a partir de uma expressão resultante do ajuste de um polinômio cúbico aos pontos obtidos mediante ensaios de compressão uniaxial. Tal expressão é escrita sob a forma:

$$\nu = \nu_0 [1 + 1.3765\varepsilon_R - 5.36\varepsilon_R^2 + 8.586\varepsilon_R^3] \quad (\text{III.15})$$

para a qual:

$$\varepsilon_R = \varepsilon_i / \varepsilon_p \quad (\text{III.16})$$

com “ ε_i ” representando a deformação axial na direção principal “i”.

Existem várias propostas para a avaliação do módulo de Young do concreto. Resultados experimentais revelam que seu valor não varia substancialmente com a idade do concreto a menos que o material esteja afetado por algum fenômeno de natureza patológica. Com a idade de 28 dias seu valor já é de cerca de 85% de seu valor na maturidade. A partir do terceiro mês de idade verifica-se que as variações são menores que 1%. Na ausência de ensaios, A NBR 6118-2003 recomenda a sua avaliação através da expressão:

$$E_0 = 5700\sqrt{f_{ck}} \quad (MPa) \quad (III.17)$$

3.4 – Concreto fissurado

A ruptura em compressão-tração e tração biaxial ocorre quando a deformação principal de tração ultrapassa o valor de “ ϵ_0 ” (Figura III.7), atingindo-se a superfície limite de deformação (Figura III.8). O material apresenta redução de resistência apenas na direção perpendicular à fissura, preservando sua integridade na direção paralela. O valor de “ ϵ_0 ” é obtido a partir dos conceitos da Mecânica das Fraturas. O modelo de fissuras distribuídas (RASHID, 1968), representa o concreto fissurado como meio contínuo ortotrópico elástico, com módulo de deformação reduzido na direção normal ao plano da fissura. As descontinuidades nas fissuras são distribuídas em uma zona de influência no elemento finito e o comportamento fissurado pode ser representado por uma relação tensão deformação média.

Segundo Welch e Haisman (1969) e Bedard e Kotsovos (1986), o comportamento do concreto fissurado não é totalmente quebradiço. Se a tensão em uma seção crítica atinge a resistência à tração “ f_t ”, então ocorre o desenvolvimento de micro-fissuras com a conseqüente formação de uma zona fraturada. Este processo é caracterizado por um comportamento de amolecimento de deformações da seção que culminaria com a coalescência das micro-fissuras para formar uma macro-fissura contínua, com as tensões anulando-se.

Efetivamente, as fissuras estão concentradas em uma zona de fraturamento que, em geral, é pequena comparada ao tamanho dos elementos finitos (Figura III.9). Desse modo, deve-se corrigir o valor da rigidez a considerar mediante a adoção de uma função de distribuição de micro-fissuras através da largura do elemento (Figura III.10). Quando se forma uma fissura na direção perpendicular à deformação principal, o módulo de deformação transversal é reduzido devido à influência da fissura na transferência de tensão cisalhante. Do ponto de vista numérico este efeito é simulado multiplicando-se tal módulo por um parâmetro escalar minorador “ λ ”. Assim procedendo, se os índices “1” e “2” designam as direções paralela e perpendicular à fissura, respectivamente, a relação constitutiva incremental para o concreto fissurado assume a forma:

$$\begin{vmatrix} d\sigma_{11} \\ d\sigma_{22} \\ d\tau_{12} \end{vmatrix} = \frac{1}{1-\nu^2} \begin{vmatrix} E_1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \lambda \cdot (1-\nu^2) \cdot G \end{vmatrix} \begin{vmatrix} d\epsilon_{11} \\ d\epsilon_{22} \\ d\gamma_{12} \end{vmatrix} \quad (III.18)$$

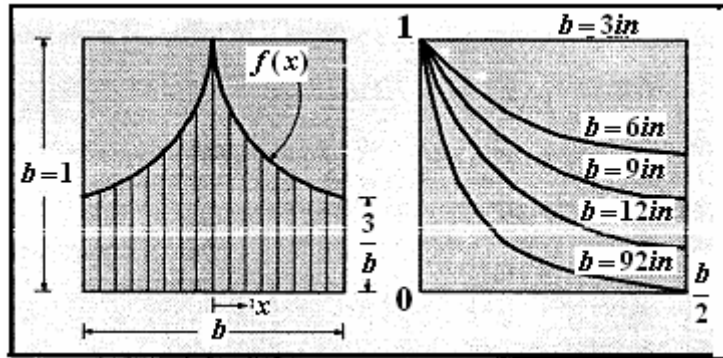


Figura III.9 – Distribuição de micro-fissuras em um elemento (KWAK E FILIPPOU, 1990)

O parâmetro “ λ ” é denominado de constante de cisalhamento fissurado. Seu uso, além de sanar a maioria das dificuldades de natureza numérica associadas a uma matriz singular, também aperfeiçoa a representação do fenômeno de fissuração do concreto, em análise numérica via elementos finitos. Ele também pode ser usado como artifício para suprimir a singularidade resultante quando todos os elementos em torno de um determinado ponto nodal fissuram na mesma direção. O valor de “ λ ” tem uma fronteira inferior maior que zero e depende do tipo de estrutura, do tipo de carga e da precisão desejada.

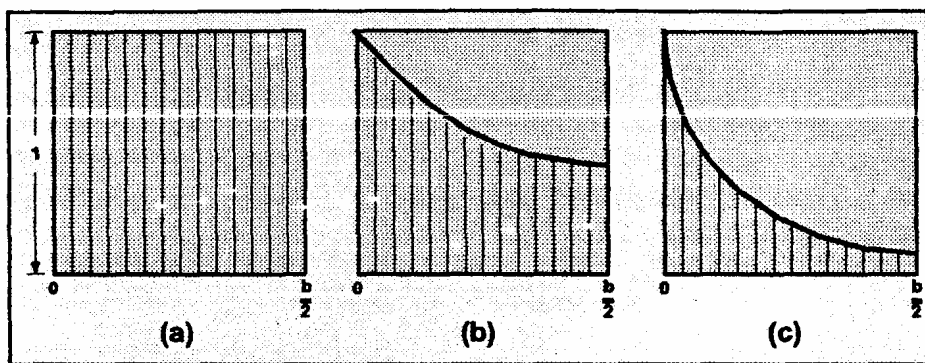


Figura III.10 – Distribuição de microfissuras: a -) Elemento de pequena dimensão; b -) Elemento médio; e, c -) Elemento de grande dimensão. (KWAK E FILIPPOU, 1990)

Segundo estudos da ASCE publicados em 1982, recomenda-se a adoção de $\lambda = 0,5$, para análise de painéis em cisalhamento e vigas medianamente altas; $\lambda = 0,25$ para vigas altas; e, $\lambda = 0,125$ para paredes em cisalhamento e sistemas estruturais constituídos por esse tipo de elemento estrutural. De acordo com Kwak e Filippou(1990), o fator “ λ ” não afeta a resposta de vigas em flexão, podendo-se adotar $\lambda = 0,40$.

Em sua condição real, a superfície da fissura é rugosa e qualquer deslizamento paralelo geraria tensões locais ou movimentos normais à fissura. Para considerar esta realidade, os termos fora da diagonal principal da matriz de rigidez teriam de ser não nulos. Entretanto o efeito ora reportado não é significativo quando se trata de estudo direcionado ao comportamento global do elemento estrutural (LIN e SCORDELIS, 1975; e, BASHUR e DARWIN, 1978).

3.5 – Concreto Armado

O comportamento mecânico do concreto armado pode ser representado a partir de uma curva carga-deslocamento constituída por uma sucessão de três segmentos de reta (Figura III.11). Os trechos assim definidos representam, na seqüência: o estágio elástico não-fissurado; o estágio de fissuração e propagação de fissuras; e, o estágio plástico.

O comportamento não-linear do concreto armado deve-se principalmente à fissuração do concreto tracionado, ao seu esmagamento na compressão e ao escoamento das armaduras de aço. Os fatores secundários que influenciam tal comportamento são: a interação entre seus elementos constituintes; notadamente a aderência aço-concreto; o engrenamento dos agregados ao longo de uma fissura; e, o efeito de pino em barras de aço que atravessam fissuras. Também contribuem para esse tipo de resposta os efeitos dependentes do tempo, tais como: a fluência; a retração; a reação álcali-agregado; e, a variação de temperatura.

Para elementos de concreto armado, solicitados à tração, toda a tensão nas seções fissuradas é absorvida pelo aço (Figura III.12-d e III.12-e). No trecho entre fissuras o concreto absorve tração como resultado da transferência de tensões por aderência. Nesses trechos, a intensidade e distribuição das tensões de aderência determinam a distribuição das tensões de tração entre o concreto e o aço. Fissuras secundárias podem se formar, em pontos onde a tensão exceder a resistência à tração. A configuração final de fissuração é estabelecida quando o conjunto perde a capacidade para transferir esforços por aderência do aço para o concreto.

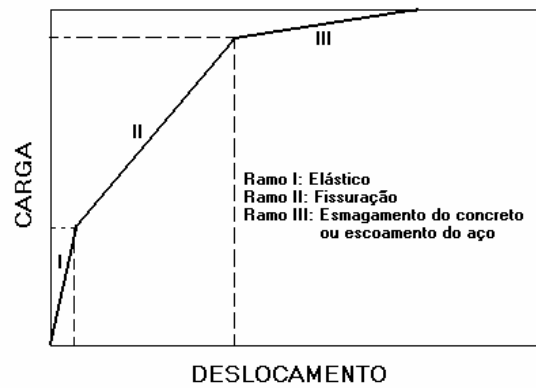


Figura III.11 – Curva carga-deslocamento para o concreto armado

Face à baixa resistência à tração do concreto, o comportamento de estruturas de concreto armado é mais afetado pelo desempenho à tração que pelo desempenho à compressão, de modo que o comportamento do elemento estrutural é dominado pela formação e propagação de fissuras e pelo escoamento do aço. De acordo com Hughes e Chapman (1966) a resistência à tração do concreto varia de 5% a 10% de sua resistência à compressão. Na ausência de ensaios a NBR 6118/2003 recomenda a avaliação da resistência à tração do concreto a partir da correlação III.19.

$$f_{ct,m} = 0.30 f_{ck}^{2/3} \quad (\text{III.19})$$

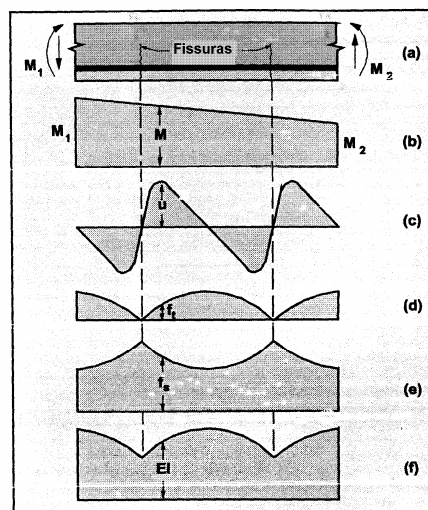


Figura III.12 – Efeito de fissuração em uma viga de concreto armado. a -) Detalhe de parte da viga; b -) Momento fletor; c -) Tensão de aderência; d -) Tensões de tração no concreto; e -) Tensões de tração no aço; e, f -) Rigidez à flexão (KWAK E FILIPPOU, 1990)

3.6 – Fenômeno de fluência

Quando um elemento de concreto é submetido a uma carga de compressão, ele experimenta uma deformação elasto-plástica instantânea, como ilustra o gráfico da figura III.13. Se o carregamento é mantido, o elemento continua a se deformar progressivamente no decorrer do tempo, devido à deformação lenta do material. Este comportamento é atribuído à capa de *água adsorvida* ao “gel” do cimento, cuja consistência lhe confere a característica de, mediante compressão, se contrair lentamente com o tempo (McGREGOR, 1997). A velocidade de contração é maior nas idades mais jovens, atenuando-se nas idades mais avançadas. Uma vez removendo-se o carregamento, apenas parte da deformação imediata e da deformação de fluência é recuperada, perdurando uma parcela residual.

A fluência está associada exclusivamente à pasta de cimento hidratada e endurecida. Os agregados, por sua vez, exercem o efeito de contenção das deformações. Conseqüentemente, as deformações por fluência são mais expressivas em elementos executados com concreto de alto teor de pasta de cimento.

As deformações por fluência são inversamente proporcionais à resistência do concreto, referida à época do carregamento (Figura III.14). A classe de resistência do cimento e o fator água-cimento afetam a fluência na medida de sua influência na resistência inicial do material.

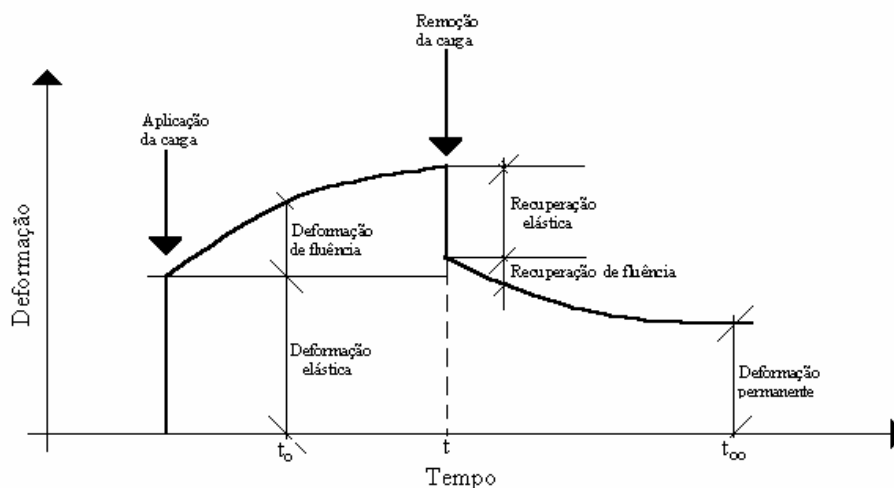


Figura III.13 – Deformações por fluência com o tempo (McGREGOR, 1997)

Quanto mais tardiamente um concreto for carregado menor será a fluência. Mesmo assim, já foram registradas deformações por fluência para o caso de carregamentos realizados em idade superior a 50 anos.

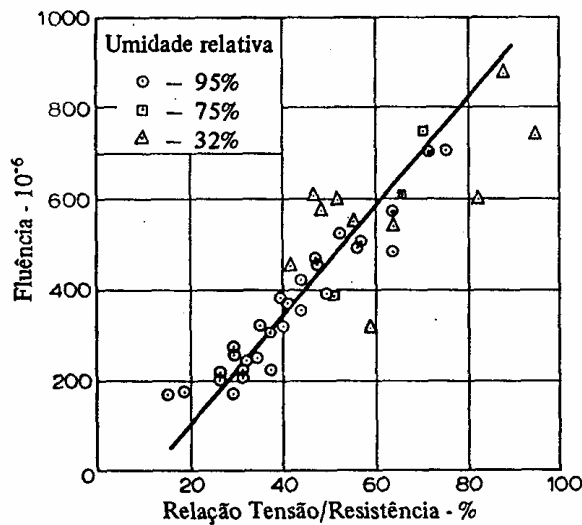


Figura III.14 – Deformação por fluência versus relação tensão/resistência (McGREGOR, 1997)

A temperatura também afeta a fluência. Suas implicações são expressivas até um nível térmico da ordem de 70°C. Para um mesmo concreto, quanto menor a umidade ambiental tanto mais expressiva é a fluência (Figura III.15). A secagem da peça enquanto carregada aumenta a fluência. A influência da umidade relativa é desprezível em elementos que tenham atingido o equilíbrio higroscópico com o meio ambiente antes da aplicação do carregamento. Ciclos de umedecimento e secagem alternados aumentam a fluência.

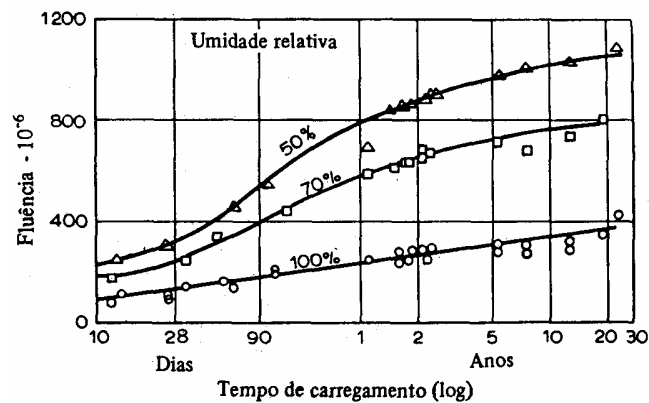


Figura III.15 – Curvas de fluência conforme o teor de umidade (McGREGOR, 1997)

As deformações por fluência podem estar compreendidas na faixa que vai de 1 a 3 vezes a deformação imediata, podendo induzir a acentuação das defleções dos elementos estruturais com o tempo, na mesma proporção. Podem inclusive, em estruturas com alto grau de ligações superabundantes, promover a redistribuição de tensões. As deformações por fluência provocam um alívio progressivo de tensões com o tempo em elementos submetidos ao confinamento (Figura III.16).

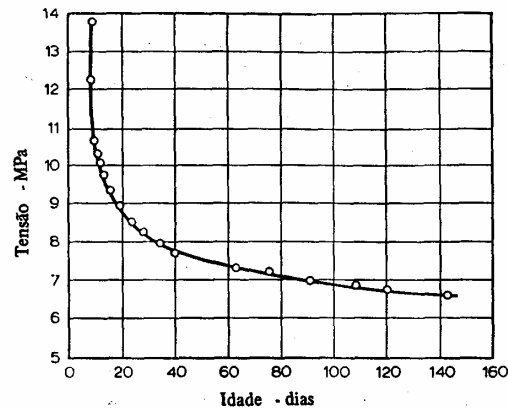


Figura III.16 – Relaxação de tensões por fluência (McGREGOR, 1997)

Em pilares de concreto armado, a fluência acarreta transferência gradativa de esforço do concreto para as barras de aço da armadura longitudinal, podendo leva-la à condição de escoamento. Face à sua aptidão para acentuar as deflexões, a fluência pode ampliar os efeitos da esbeltez em colunas carregadas excêntrica.

As abordagens matemáticas pioneiras referentes às deformações por fluência foram desenvolvidas a partir do conceito de *coeficiente de fluência*, o qual é definido como a razão entre a deformação por fluência e a deformação imediata ao carregamento. A formulação de fluência proposta pelo CEB-FIP MODEL CODE 1990, assim como, as formulações propostas por outros órgãos normativos, nos mais diversos países do mundo, utilizam-se desse conceito. Sua aplicação direta é mais adequada para os casos em que não há variação de tensões no decorrer do tempo.

Capítulo 4

Modelagem proposta

4.1 – Introdução

Neste capítulo será apresentada a modelagem numérica a ser adotada para realização da simulação que constitui o objetivo fim deste trabalho.

Considerando os fins a que se destina, a modelagem ora proposta deve incluir modelos constitutivos para o concreto armado e modelos de deformação do concreto por fluência e por reação álcali-agregado, RAA (LEHTOLA et al, 1997).

Admitindo-se que o domínio do tempo é discretizado segundo intervalos para os quais é válido o princípio da superposição dos efeitos, então:

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_o + \varepsilon_F(t) + \varepsilon_{RAA}(t) \quad (IV.1)$$

onde “ ε ” é a deformação no instante “ t ”, e “ ε_o ”, “ ε_F ” e “ ε_{RAA} ” são as parcelas referentes à deformação imediata ao carregamento, à fluência, e às expansões por RAA, respectivamente.

Uma vez que as grandezas envolvidas na determinação das deformações só podem ser consideradas constantes em intervalos de tempo restritos, deve-se realizar a integração dentro desses intervalos, o que pode ser feito na forma:

$$\varepsilon_F(t) = \int \frac{\partial \varepsilon_F(t)}{\partial \tau} d\tau \quad (IV.2)$$

$$\text{e } \varepsilon_{RAA}(t) = \int \frac{\partial \varepsilon_{RAA}(t)}{\partial \tau} d\tau \quad (IV.3)$$

Devido à complexidade inerente ao comportamento do concreto armado, a simulação de seu desempenho mecânico será realizada neste trabalho, procedendo-se a modelagem individual de seus principais elementos constituintes: o aço e o concreto.

O modelo de deformação por RAA proposto inclui modelos acessórios que consideram a influência dos principais fatores intervenientes, tais como a umidade e as tensões solicitantes.

4.2 – Modelo constitutivo para as deformações imediatas do concreto

4.2.1 – Aspectos fundamentais

Com vistas à simulação numérica do desempenho mecânico do concreto mediante as deformações imediatas, o modelo constitutivo proposto neste trabalho é o **modelo ortotrópico não-linear**. Ele foi escolhido em virtude de sua eficiência para simular com boa aproximação o comportamento do concreto solicitado por carregamento biaxial (KWAK e FILIPPOU, 1990).

A maioria dos trabalhos existentes sobre o comportamento mecânico do concreto, baseia-se em resultados de **ensaios tensão-deformação uniaxial**. De acordo com as curvas tensão-deformação assim obtidas, o módulo de deformação tangente assume valores diferentes conforme seja a intensidade das deformações apresentadas.

Para um elemento submetido a estado plano de tensões, as deformações segundo cada uma das direções principais são diferentes, resultando em valores distintos para os respectivos módulos de deformação. Caracteriza-se, portanto, uma condição de ortotropia induzida pelo estado de tensões solicitantes, justificando a adoção de um modelo ortotrópico.

4.2.2 – Curva tensão-deformação do concreto em compressão

Para a curva referente às deformações de compressão do concreto adotar-se-á a forma proposta por Hognestad (1951), descrita analiticamente pelas expressões IV.4 e IV.5.

$$\sigma = \frac{2 \cdot \sigma_p}{\varepsilon_p} \left(1 - \frac{\varepsilon}{2 \cdot \varepsilon_p} \right) \cdot \varepsilon \quad \text{para } \varepsilon_p < \varepsilon < 0 \quad (\text{IV.4})$$

$$\sigma = \sigma_p \left(1 - \frac{3}{20} \frac{\varepsilon - \varepsilon_p}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_p} \right) \quad \text{para } \varepsilon_{cu} < \varepsilon < \varepsilon_p \quad (\text{IV.5})$$

A primeira dessas equações representa uma parábola do segundo grau e é aplicável ao trecho de endurecimento, segmento “OA” da curva da figura IV.1. A segunda, uma reta, se refere ao trecho de amolecimento, representado pelo trecho “AB” da mesma figura.

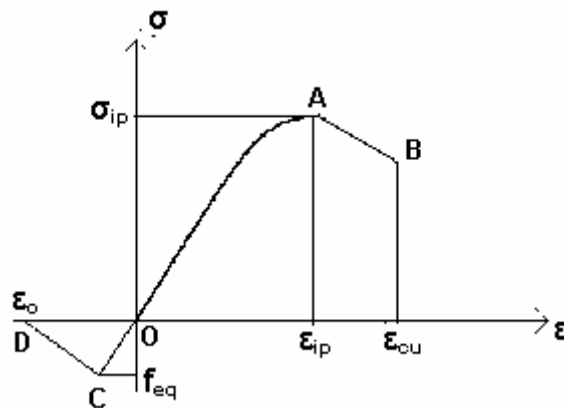


Figura IV.1 – Curva proposta tensão-deformação uniaxial do concreto

4.2.3 – Modelo do concreto fissurado

Uma vez que o estudo detalhado do padrão de fissuração foge aos objetivos deste trabalho, a relação constitutiva do concreto à tração será baseada em um **modelo de fissuras**

distribuídas. Para sua formulação admite-se que o módulo de deformação tangente do concreto na direção normal ao plano de uma fissura sofre uma redução brusca a partir da tensão de pico, assumindo um valor negativo. As tensões passam então a apresentar diminuição de intensidade na medida em que as deformações de tração aumentam. *Este modelo foi escolhido porque permite a aplicação da mecânica do contínuo, na medida em que é presumida a continuidade do campo de deslocamentos, além de evitar o ônus decorrente das modificações de natureza topológica da discretização do domínio no decorrer da análise.*

Adotar-se-á para padrão de fissuração multidirecional, um sistema de fissuras mutuamente ortogonais rotativas, no qual a inclinação de seus planos é condicionada pelo estado de tensões corrente, podendo modificar conforme o estágio do carregamento.

Hillerborg et al (1976) propuseram a adoção de um parâmetro denominado *número de fragilidade* cujo objetivo é considerar a dependência da ductilidade ou fragilidade do concreto com relação às dimensões do elemento. Entretanto, Rosseló et al (2006), embora tenham realizado ensaios experimentais envolvendo uma grande variedade de resultados, não chegaram a uma conclusão plausível sobre a tendência de tal parâmetro haja vista a grande dispersão verificada nos valores de alguns parâmetros auxiliares.

Com a finalidade de eliminar a dependência da qualidade dos resultados com relação à dimensão geométrica dos elementos finitos adotados, o modelo ora proposto utiliza o recurso proposto por Kwak e Filippou (1990), visando a *objetividade* do modelo. A deformação última de tração do concreto deve ser obtida, portanto, mediante a equação:

$$\varepsilon_o = \frac{2.G_f . \ln(3/b)}{f_t . (3-b)} \quad (IV.6)$$

onde “**b**” representa a dimensão do elemento finito, “**f_t**” a resistência à tração do concreto e “**G_f**” a energia de fraturamento por unidade de área, definida por:

$$G_f = G_{fo} \left(\frac{f_{cm}}{f_{cmo}} \right)^{0.7} \quad (IV.7)$$

“**f_{cm}**” é a resistência média à compressão do concreto definida no CEB-FIP model code 90 na forma da equação III.30. Conforme o CEB-FIP model code 90 “**G_{fo}**” é o valor base de “**G_f**” sendo, de 0,025 MN/m; 0,030 MN/m e 0,058 MN/m para agregados de diâmetro médio de 8, 16 e 32 mm, respectivamente. Para o parâmetro “**f_{cmo}**” é recomendado o valor de 10 MPa.

A região da curva tensão-deformação do concreto referente à tração será aproximada por dois trechos retilíneos consecutivos, os segmentos “OC” e “CD” da figura IV.1. A adoção de

tal procedimento resulta em menor esforço computacional, e é considerado admissível na medida em que as curvaturas desses trechos, traçados com base em resultados experimentais (figura III.1), na realidade são suaves. Para definição do ponto “C” considera-se comportamento linear elástico no trecho “OC” com módulo de deformação igual ao seu valor na origem.

4.2.4 – Aplicação do modelo ortotrópico

Para aplicação do modelo ortotrópico, presume-se que a curva tensão-deformação para o concreto, para cada uma das direções principais, é similar à sua curva tensão-deformação uniaxial. Os parâmetros envolvidos em sua definição são determinados a partir do estado de tensões solicitante. O estado de tensões de pico é representado pelo ponto de intersecção da envoltória de ruptura com a curva $\sigma_1 - \sigma_2$, correspondente ao carregamento progressivo do sólido desde a condição descarregada até o limite de sua ruína.

A envoltória de ruptura a utilizar é a superfície de Kupfer e Gerstle (Figuras III.5 e III.6), definida analiticamente pelas equações III.1, III.2, III.3 e III.4. As deformações correspondentes às tensões limite serão obtidas mediante as equações III.12 e III.13.

Com vistas à definição dos módulos de deformação utilizados na montagem da matriz constitutiva, curvas tensão-deformação devem ser determinadas à semelhança daquela apresentada na figura IV.1, para cada uma das direções principais. A matriz constitutiva a ser utilizada será do tipo apresentada nas equações III.9, III.10 e III.18.

4.3 - Modelo constitutivo para o aço

4.3.1 – Generalidades

As curvas tensão-deformação referentes ao aço para concreto armado são obtidas em ensaios experimentais de tração mediante carregamento monotônico. Tais curvas são aplicadas indistintamente para o material tanto solicitado à tração quanto à compressão.

A figura IV.2 ilustra uma curva tensão-deformação típica para o aço. Seu trecho inicial “OA” é linear e representa o comportamento linear elástico do material. Ele é seguido de um patamar de escoamento, ramo “BC”, o qual antecede um trecho de endurecimento, ramo “CD”, para o qual as tensões voltam a crescer com as deformações. A partir do ponto “D” a intensidade das tensões passa a diminuir com o aumento das deformações, até que, finalmente, no ponto “E”, a ruptura é consumada.

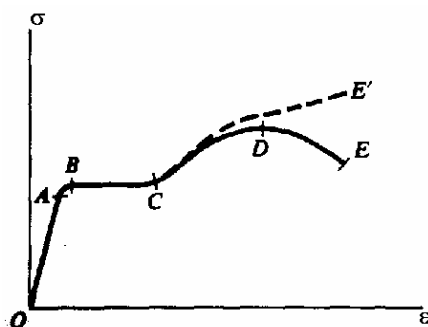


Figura IV.2 – Curva experimental tensão-deformação para o aço

4.3.2 – Diagrama simplificado

No presente trabalho o comportamento mecânico do aço será representado por uma curva tensão-deformação constituída por uma seqüência de segmentos de reta (Figura IV.3). O trecho “AB” da curva, reto e levemente inclinado, representa o estágio de escoamento do material. *Esta concepção foi adotada porque com ela evita-se problemas de convergência, para estados de tensões iminentes ao estado ultimo de colapso. É também adequado para tratar os problemas de instabilidade numérica, que seriam promovidos pela anulação da matriz de rigidez constitutiva, caso fosse adotado para tal trecho um segmento de reta horizontal.*

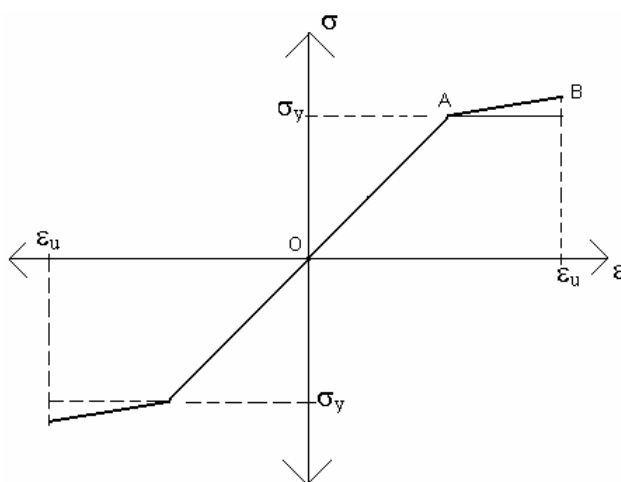


Figura IV.3 – Diagrama tensão-deformação do aço

Dada a sua forma simplificada, a eficiência computacional do modelo é beneficiada sem com isso provocar empobrecimento da qualidade dos resultados, uma vez que a inclinação do trecho de escoamento pode ser determinada considerando-se a equivalência entre a energia de deformação prevista pelo modelo, e a energia de deformação associada à curva tensão-deformação experimental. (KWAK e FILIPPOU, 1990).

4.3.3 – Modelagem do aço

As barras da armadura do concreto serão simuladas segundo **elementos finitos unidimensionais**, com três pontos nodais, com dois graus de liberdade em cada um deles (Figura IV.4-a). Elementos desse tipo podem facilmente ser espacialmente arranjados de modo que seus pontos nodais sejam compartilhados por elementos planos, simulando a condição de aderência perfeita (Figura IV.4-b), bastando para isso observar a compatibilidade da malha.

Admite-se que as barras de aço apresentam rigidez nula em sua direção transversal, de modo que basta utilizar a matriz de rigidez contraída para o elemento unidimensional, a qual é escrita omitindo-se os termos referentes aos deslocamentos “ u_2 ”, “ u_4 ” e “ u_6 ”, resultando a forma:

$$K = \frac{2AE}{L} \begin{bmatrix} 1 & 0 & -1 \\ 0 & 1 & -1 \\ -1 & -1 & 2 \end{bmatrix} \quad (IV.7)$$

onde “ E ” representa o módulo de deformação do aço, “ A ” é a área da seção transversal da armadura, e, “ L ” é o comprimento do elemento unidimensional. Para deformações inferiores àquela correspondente ao limite de escoamento, o material apresenta comportamento elástico, e, seu módulo de deformação pode ser considerado igual a 210000 MPa.

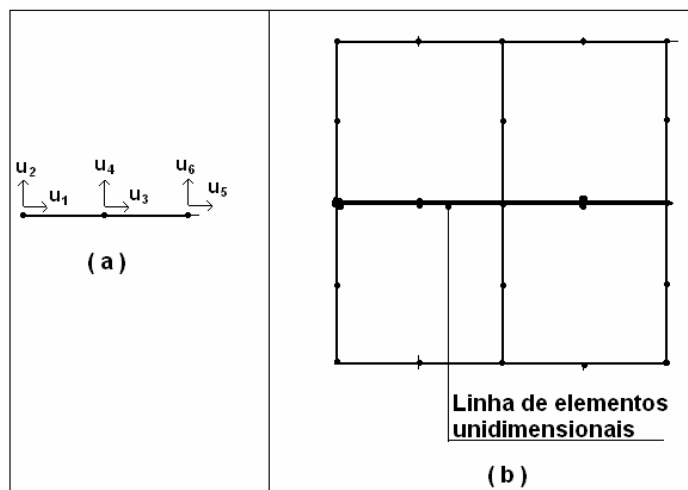


Figura IV.4 – a -) Elementos unidimensionais; b -) Elementos planos

4.4 – Modelo de fluência do concreto

Para a simulação numérica das deformações por fluência, será utilizado o **modelo de estado** proposto por Kawano e Warner (1996), modificado para incluir a consideração da variação do módulo de deformação do concreto com o tempo. *A vantagem dos modelos de estado é que eles dispensam o armazenamento de todo o histórico de tensões exigindo o conhecimento exclusivo do estado corrente, resultando em economia substancial do espaço de memória.*

No modelo proposto por Kawano e Warner (1996) o comportamento viscoelástico é simulado a partir do modelo analógico de Maxwell (Figura IV.5) representado por uma associação em série de um elemento hookeano de mola com uma célula de Kelvin (VALLIAPPAN, 1981) de modo que a deformação por fluência apresenta-se sob a forma:

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{cv}(t) \quad (IV.8)$$

onde

$$\varepsilon_{cd}(t) = -\frac{1}{E_o} \int_0^t \frac{d\phi_d(t,\tau)}{d\tau} \sigma(\tau) d\tau \quad (IV.9)$$

é a parcela de endurecimento com o tempo, e:

$$\varepsilon_{cv}(t) = -\frac{1}{E_o} \int_0^t \frac{d\phi_v(t,\tau)}{d\tau} \sigma(\tau) d\tau \quad (IV.10)$$

é a parcela referente aos efeitos viscoelásticos. As funções $\phi_d(t,\tau)$ e $\phi_v(t,\tau)$ representam, respectivamente, o coeficiente de fluência de endurecimento e o coeficiente de deformação viscoelástica com o tempo.

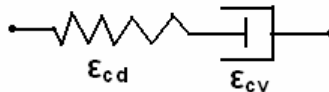


Figura IV.5 – Elemento de Maxwell

O domínio do tempo e as tensões serão discretizados conforme o padrão apresentado na figura IV.6, adotando-se o critério proposto por Dischinger, citado e utilizado por Kawano e Warner (1996).

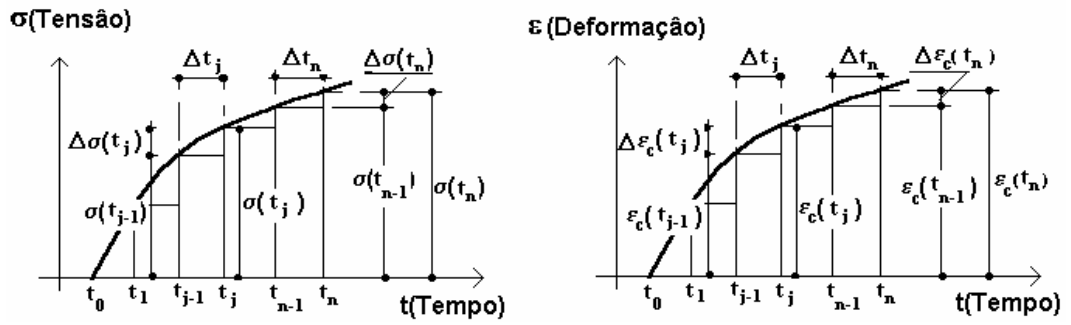


Figura IV.6 – Variação das tensões e deformações com o tempo.

Assim sendo, a parcela de endurecimento pode ser reescrita segundo a forma:

$$\varepsilon_{cd}(t_n) = \frac{1}{E_o} \sum_{j=1}^n \sigma(t_{j-1}) \cdot [\phi_d(t_j, t_o) - \phi_d(t_{j-1}, t_o)] \quad (IV.11)$$

a qual, em sua versão incremental, assume a forma:

$$\Delta \varepsilon_{cd}(t_n) = \frac{1}{E_o} \sigma(t_{n-1}) \cdot [\phi_d(t_n, t_o) - \phi_d(t_{n-1}, t_o)] \quad (IV.12)$$

O coeficiente de fluência viscoelástica pode ser obtido a partir da equação:

$$\phi_v(t_n, t_j) = \phi_v^* [1 - e^{-(t_n - t_j)/T_v}] \quad (IV.13)$$

para a qual “ ϕ_v^* ” é o valor final do coeficiente de fluência viscoelástico, obtido a partir de recomendações normativas, e, “ T_v ” representa o tempo de retardamento. A equação IV.10 pode assumir a forma discreta:

$$\varepsilon_{cv}(t_n) = -\frac{1}{E_o} \sum_{j=1}^n \sigma(t_{j-1}) \cdot [\phi_v(t_n, t_j) - \phi_v(t_n, t_{j-1})] \quad (IV.14)$$

a qual desenvolvida considerando-se, sobretudo, que “ ϕ_v ” é dado a partir da equação IV.13, resulta a forma incremental:

$$\Delta \varepsilon_{cv}(t_n) = \left[\frac{\phi_v^*}{E_o} \sigma(t_{n-1}) - \varepsilon_{cv}(t_{n-1}) \right] \cdot [1 - e^{-\Delta t_n / T_v}] \quad (IV.15)$$

Considerando a variação do módulo de deformação com o tempo, as equações IV.9 e IV.10 se transformam em:

$$\varepsilon_{cd}(t) = -\int_0^t \frac{d\phi_d(t,\tau)}{d\tau} \frac{\sigma(\tau)}{E(\tau)} d\tau \quad (IV.16)$$

e

$$\varepsilon_{cv}(t) = -\int_0^t \frac{d\phi_v(t,\tau)}{d\tau} \frac{\sigma(\tau)}{E(\tau)} d\tau \quad (IV.17)$$

Fazendo-se $\psi(\tau) = \frac{\sigma(\tau)}{E(\tau)}$, as equações IV.16 e IV.17 assumem as formas:

$$\varepsilon_{cd}(t) = -\int_0^t \frac{d\phi_d(t,\tau)}{d\tau} \psi(\tau) d\tau \quad (IV.18)$$

$$\varepsilon_{cv}(t) = -\int_0^t \frac{d\phi_v(t,\tau)}{d\tau} \psi(\tau) d\tau \quad (IV.19)$$

Seguindo o mesmo raciocínio utilizado para deduzir as equações IV.12 e IV.15, obtém-se:

$$\Delta\varepsilon_{cd}(t_n) = \psi(t_{n-1}) \cdot [\phi_d(t_n, t_o) - \phi_d(t_{n-1}, t_o)] \quad (IV.20)$$

e

$$\Delta\varepsilon_{cv}(t_n) = [\phi_v^* \cdot \psi(t_{n-1}) - \varepsilon_{cv}(t_{n-1})] \cdot [1 - e^{-\Delta t_n / T_v}] \quad (IV.21)$$

O coeficiente de fluência de endurecimento com o tempo é dado pela equação:

$$\phi_d(t, t_o) = \frac{(t - t_o)^{0.6}}{10 + (t - t_o)^{0.6}} \cdot \phi_d^* \quad (IV.22)$$

onde o parâmetro " ϕ_d^* " é o valor final do coeficiente de fluência de endurecimento, e, é obtido segundo procedimento idêntico ao adotado para fixação do coeficiente de fluência viscoelástico.

Em cada instante " t_n " as deformações por fluência serão dadas por:

$$\varepsilon_c(t_n) = \varepsilon_c(t_{n-1}) + \Delta\varepsilon_c(t_n) \quad (IV.23)$$

com “ $\Delta\varepsilon_c(t_n)$ ” dado pela equação:

$$\Delta\varepsilon_c(t_n) = \Delta\varepsilon_{cd}(t_n) + \Delta\varepsilon_{cv}(t_n) \quad (\text{IV.24})$$

Conforme pode ser observado nas equações IV.12, IV.15, IV.20 e IV.21, não há necessidade de armazenamento de todo o histórico de tensões. A formulação requer exclusivamente o conhecimento das tensões e deformações do incremento imediatamente anterior.

Para a formulação ora apresentada, será admitido que tanto as tensões quanto os módulos de deformações manter-se-ão constantes no decorrer de cada um dos intervalos de tempo. Desse modo, a variação a nível global será expressa mediante uma função do tipo degrau. Tal padrão de variação será herdado pela função “ $\psi(\tau)$ ”, que, embora diferindo da realidade, não introduz prejuízos significativos à qualidade dos resultados.

4.5 - Modelo de deformação por Reação Álcali-Agregado.

A simulação numérica dos efeitos expansivos, decorrentes da reação álcali-agregado, a RAA, será realizada a partir da adoção de uma formulação termodinâmica. *Este modelo foi escolhido porque apresenta correlação direta entre as deformações por RAA e a cinética da reação química envolvida.*

Considerando **o teor dos reagentes, a temperatura, a umidade e as tensões confinantes** como fatores influentes nas expansões por RAA, a deformação decorrente pode ser obtida a partir da equação:

$$\varepsilon^{RAA} = \varepsilon^{RAA}(A, T, H, \sigma) \quad (\text{IV.25})$$

para a qual “**A**” é um parâmetro que exprime o teor dos álcalis consumidos na reação, “**T**” é a temperatura, “**H**” é o teor de umidade e “ **σ** ” as tensões confinantes.

Respaldados nas curvas experimentais de Diamond et al (1981), Capra e Bournazel (1998) propuseram a adoção da porcentagem de álcalis consumida na RAA como variável representativa da evolução da reação com o tempo. Uma vez que a expansão do concreto inicia a partir do instante em que o “gel” expansivo exerce pressão interna nos poros, uma

relação linear entre expansão por RAA e a porcentagem de álcalis consumidos na reação (CAPRA e SELLIER, 2002), assumiria a forma:

$$\varepsilon^{RAA} \approx 0 \text{ para } A < A_0 \quad (IV.26)$$

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

O parâmetro “ ε_0 ” é a parcela de deformação que deve ser deduzida, com o objetivo de considerar o fato de que as expansões do “gel” e da matriz de concreto não têm início simultâneo e “ A_0 ” é o teor de álcalis consumido desde o início da reação até o instante em que tem início a expansão da matriz de concreto (Figura IV.7).

Para a modelagem da cinética da reação, Capra e Bournazel (1998), propuseram a equação IV.27:

$$\frac{dA}{dt} = k(T)(1 - A) \quad (IV.27)$$

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

$$k(T) = k_0 e^{\frac{-E_a}{RT}} \quad (IV.28)$$

onde “ E_a ” é a energia de ativação, “ R ” a constante do gás ideal e “ T ” a temperatura. A solução da equação IV.27 é:

$$A = 1 - e^{-kt} \quad (IV.29)$$

resultando para a equação IV.26 a forma:

$$\varepsilon^{RAA}(t, T) = \frac{\varepsilon_0}{A_0} (1 - A_0 - e^{-(k_0 e^{-E_a/RT})t}) \text{ para } A > A_0 \quad (IV.30)$$

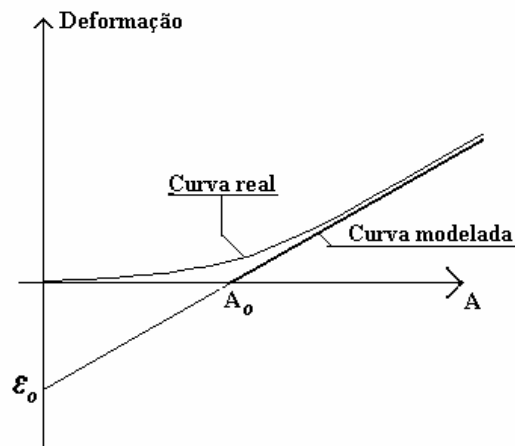


Figura IV.7- Esquema gráfico para determinação dos parâmetros “ ϵ_0 ” e “ A_0 ”

À equação IV.30 deverão ser incorporadas as funções “**F(H)**” e “**G(σ)**” considerando as influências da umidade e das tensões solicitantes, respectivamente, resultando:

$$\epsilon^{RAA}(t, T, H, \sigma) = F(H)G(\sigma) \frac{\epsilon_0}{A_0} (1 - A_0 - e^{-(k_0 e^{-Ea/RT})t}) \quad \text{para } A > A_0 \quad (\text{IV.31})$$

Para a definição de “**G(σ)**” adotou-se o critério proposto por Charwood (1994), na forma das equações II.9.1.2. Para “**F(H)**” adotou-se a curva de Poole (1992) ilustrada na figura IV.8, representada pela expressão:

$$f(H) = H^m \quad (\text{IV.32})$$

na qual “ m ” é um parâmetro de ajuste considerado igual a 8, . “ H ” é a umidade relativa.

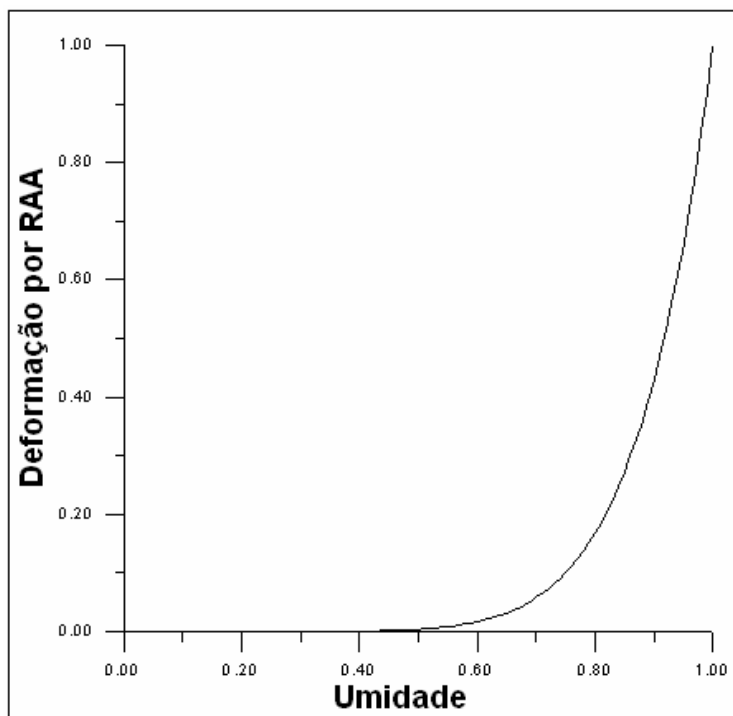


Figura IV.8 – Curva expansão-umidade

Uma maneira rigorosa de se definir o campo de umidades em um corpo sólido seria a partir da utilização da análise de difusão hidráulica em meios porosos quase-indeformáveis. Tal procedimento é adequado desde que se possa admitir que as deformações da massa do sólido não alterarão de maneira significativa a dimensão e a configuração espacial dos seus poros a nível global.

4.6 – Degradação do concreto por RAA

Em geral, o grau de deterioração do concreto com o tempo, é uma função do teor de álcalis disponíveis para se combinar quimicamente com a sílica reativa constituinte dos agregados. A expansão do “gel” álcali-silicato compromete a integridade da matriz do concreto produzindo o fraturamento do agregado e da pasta de cimento que o envolve. Swamy e Al-Asali (1988) estudaram a degradação das propriedades mecânicas do concreto em corpos de prova fabricados com agregados reativos. Um deles é um agregado produzido a partir da opala. O outro é derivado de uma variedade amorfa sintética de sílica fundida.

Tanto o concreto fabricado com opala quanto o fabricado com sílica fundida, apresentaram redução da resistência à compressão uniaxial com o tempo. Para o concreto fabricado com opala a redução em um ano foi de 38%. Para o concreto fabricado com sílica fundida esta redução foi de 15%.

A exemplo do ocorrido com relação à resistência à compressão, o módulo de deformação também sofreu redução com o tempo. Para a opala a redução em um ano foi de 70% e para a sílica fundida foi de 49%.

Ahmed et al (2003) também detectou degradação física do concreto em decorrência da RAA. A redução da resistência à compressão uniaxial em um ano foi da ordem de 41%. A redução do módulo de deformação no mesmo período foi da ordem de 91%. Mohammed et al (2003) também reportaram índices de degradação das propriedades mecânicas do concreto afetado pela RAA, em níveis substanciais.

À degradação da resistência à compressão uniaxial está associada uma redução proporcional na resistência do concreto no estado plano de tensões. Mesmo diante de um campo de tensões estacionário, ocorre a degradação das propriedades mecânicas do material, e, a envoltória de ruptura experimenta então um processo de contração progressiva no decorrer do andamento da RAA.

A simulação numérica da degradação do concreto em decorrência da RAA será realizada a partir da utilização das equações II.9.2.11, II.9.2.12 e II.9.2.13. *Esta formulação foi escolhida em virtude de representar de forma simples e direta a redução do módulo de elasticidade e da resistência do concreto com o tempo.*

Capítulo 5

Apresentação do código computacional desenvolvido

5.1 – Introdução

O presente capítulo trata da apresentação do programa automático elaborado com a finalidade de proceder à análise tensão-deformação, incluindo os efeitos de fluência e de expansão por RAA, para elementos estruturais de concreto de cimento “Portland”.

Nos apêndices I e II serão apresentados, respectivamente, os manuais descritivo e de entrada de dados do código computacional.

O método dos elementos finitos tem sido usado com grande ênfase na resolução de problemas de Engenharia, sobretudo aqueles cujos modelos apresentam elevado grau de indeterminação. Diante de sua eficácia e do desenvolvimento expressivo da mecânica computacional nas últimas décadas, seu campo de aplicação vem crescendo vertiginosamente, e, os problemas solúveis mediante o emprego de seus postulados vêm sendo ampliados em quantidade, importância, dimensão e grau de complexidade.

O código computacional ora apresentado foi desenvolvido aproveitando-se a estrutura lógica de um programa automático existente, o **STAP**, apresentado em Bathe (1982), elaborado em linguagem automática **FORTRAN**, tendo por base o método dos elementos finitos. O programa existente 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”. Em sua sistemática de processamento um determinado grupo de vetores e matrizes convenientemente escolhidos, a exemplo da matriz de rigidez global, é armazenado seqüencialmente em um único vetor, aqui denominado *vetor ponteiro*.

Tal código foi escolhido em virtude das suas técnicas de armazenamento de dados e resolução e de sua potencialidade de ampliação para aplicação 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.

Convém relatar que a eficiência computacional do programa foi atestada em um modelo envolvendo 4000 elementos isoparamétricos planos, utilizando-se um **PC “Pentium” IV**. O equipamento é dotado de memória residente de 40 GB, memória RAM de 512 MB, com velocidade de processamento de até 1,0 GHz. Constatou-se que o tempo gasto na resolução do referido problema foi de apenas seis segundos.

Ao conteúdo do código computacional escolhido foram implementados o elemento plano quadrilátero e o 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 não-linear, e para possibilitar a implementação dos efeitos reológicos de fluência e das expansões por Reação Álcali-Agregado.

Para implementação das deformações por Fluência foi utilizada a formulação de um modelo de estado, cujo algoritmo apresenta a vantagem de dispensar o armazenamento de todo o histórico de tensões, necessitando-se tão somente de suas intensidades no ciclo iterativo corrente.

A formulação referente à deformação por Reação Álcali-Agregado implementada é o Modelo Termodinâmico de Materiais Porosos. A razão de sua escolha está ligada ao fato da equação constitutiva correlacionar diretamente a evolução das expansões com o andamento da reação química envolvida.

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

5.2 – Estruturação geral

O programa apresenta-se conforme a estrutura lógica ilustrada na figura V.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 seqüências 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.

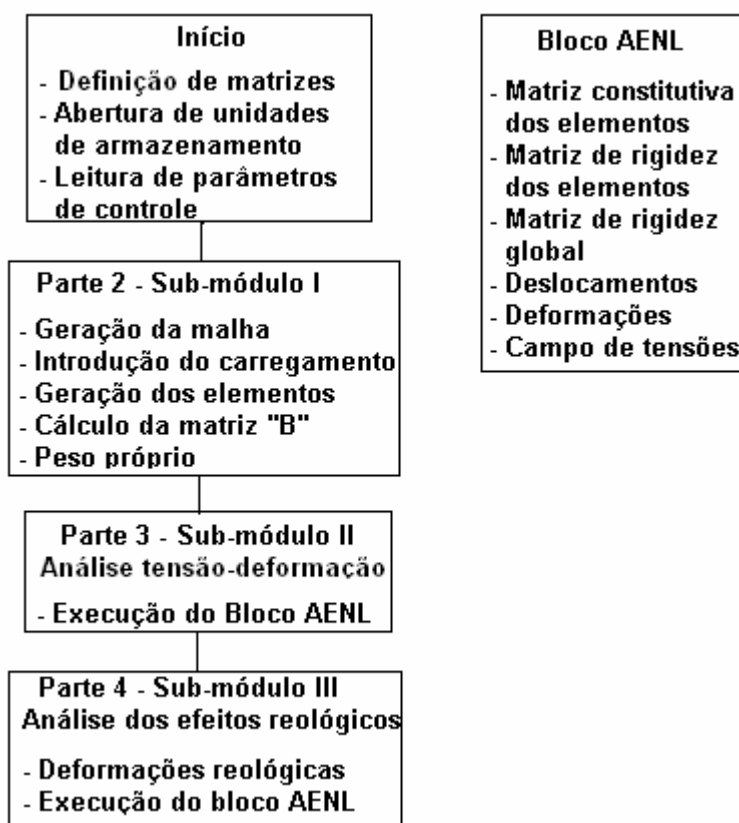


Figura V.1 – Organograma geral do programa

5.3 – 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 que armazena dados.

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; 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 "ANLEBIIN", gerado previamente através da utilização de um *pré-processador numérico* o **GERDATA7**, 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 ao fato de que está prevista a utilização de diferentes tipos de elementos, os quais devem ser agrupados separadamente.

5.4 – Segunda etapa

Esta etapa é definida pelo sub-módulo I (Figura V.1) 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". 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** (Figura IV.4). 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 V.1.

$$R_B = \int_V H^T \cdot f^B \cdot dV . \quad (V.1)$$

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.

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 uma dessas grandezas é obtida 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. Assim, as coordenadas " x " e " y " de qualquer ponto do elemento são dadas mediante a equação V.2.

$$x = \sum_{i=1}^n h_i x_i \quad \text{e} \quad y = \sum_{i=1}^n h_i y_i . \quad (V.2)$$

“ 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:

$$u = \sum_{i=1}^n h_i u_i \quad e \quad v = \sum_{i=1}^n h_i v_i \quad (V.3)$$

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

A matriz deformação-deslocamento para elemento unidimensional é dada por:

$$B = \frac{1}{J} \begin{bmatrix} \frac{1}{2}(-1+2r) & \frac{1}{2}(1+2r) & -2r \end{bmatrix} \quad (V.4)$$

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

$$J = \begin{bmatrix} \frac{1}{2}(-1+2r) & \frac{1}{2}(1+2r) & -2r \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \end{Bmatrix} \quad (V.5)$$

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 4, o elemento unidimensional embora apresente dois graus de liberdade por ponto nodal, apenas aquele na direção axial do elemento é efetivo, pois, o elemento não apresenta rigidez transversal. Por esse motivo é que a matriz “ B ” da equação V.4 é de ordem **(1 x 3)** e não de ordem **(2 x 3)** como se deveria esperar.

Para elemento plano a matriz “ B ” assume a forma:

$$B = \begin{bmatrix} h_{1,x} & 0 & h_{2,x} & 0 & \dots & h_{n,x} & 0 \\ 0 & h_{1,y} & 0 & h_{2,y} & \dots & 0 & h_{n,y} \\ h_{1,y} & h_{1,x} & h_{2,y} & h_{2,x} & \dots & h_{n,y} & h_{n,x} \end{bmatrix} \quad (V.6)$$

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 “**B**”, apresentados na equação V.6. Desta forma as derivadas “ $h_{i,x}$ ” e “ $h_{i,y}$ ” devem ser obtidas a partir da operação:

$$\begin{bmatrix} h_{i,x} \\ h_{i,y} \end{bmatrix} = J^{-1} \begin{bmatrix} h_{i,r} \\ h_{i,s} \end{bmatrix} \quad (V.7)$$

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, a qual é dada por:

$$J = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial r} & \frac{\partial y}{\partial r} \\ \frac{\partial x}{\partial s} & \frac{\partial y}{\partial s} \end{bmatrix} \quad (V.8)$$

5.5 – Terceira etapa

Para o peso próprio e cada um dos incrementos de carga são geradas as matrizes constitutivas dos elementos, em função da configuração do campo de deformações do sólido em análise, e, conforme os modelos constitutivos adotados (capítulos 3 e 4). São calculadas então as matrizes de rigidez dos elementos e a partir delas é montada a matriz de rigidez global. Na seqüência, o programa resolve o sistema de *equações canônicas ou de equilíbrio* obtendo-se assim os deslocamentos dos pontos nodais, e, por conseguinte, as deformações e as tensões nos pontos de integração dos elementos.

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.

A um incremento de carga “ dP ” (Figura V.2.a) está associado um incremento de deformações “ $d\varepsilon$ ” e de tensões “ $d\sigma$ ”. A aplicação do incremento de carga “ dP ” é representada graficamente no diagrama tensão-deformação, por plano principal, pelo seguimento de curva **A'B'** (Figura V.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, ou matriz de rigidez cordal. O termo “módulo de deformação cordal” é utilizado no texto da nova norma de projeto de estruturas de concreto armado, a NBR 6118-2003.

Em cada um dos incrementos de carga será calculado o vetor deslocamento preditor “ du_p ” (Figura V.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 $A'C_1'$ (Figura V.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 V.2-a), obtém-se a deformação incremental associada “ $d\epsilon_p$ ” (Figura V.2-b) e, atualiza-se a deformação total e a matriz constitutiva dos elementos. Utilizando-se a matriz constitutiva atualizada calcula-se um novo deslocamento incremental “ du_2 ” (Figura V.2-a) e sua deformação correspondente “ $d\epsilon_2$ ” (Figura V.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, na seqüência de pontos “ C_1 ”, “ C_2 ”, “ C_3 ”, . . . um ponto “ C_i ” se aproxime do ponto “ B ” (Figura V.2-a) o suficiente para que seja atendida a tolerância pré-estabelecida.

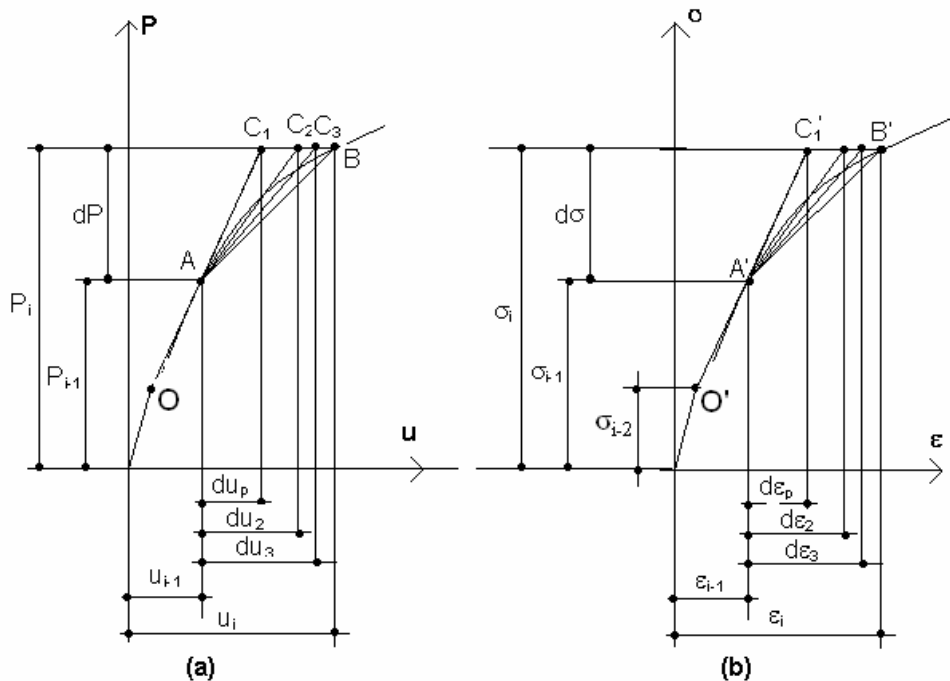


Figura V.2 – Diagramas. a -) Carga–deslocamento; b -) Tensão–deformação

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:

$$k = \int_V B^T \cdot D \cdot B \cdot dV \quad (V.9)$$

onde “**D**” é matriz constitutiva por elemento. Seu cálculo é realizado a partir das deformações nos planos principais “ ϵ_{12} ” as quais são obtidas mediante:

$$\epsilon_{12} = T_e \cdot \epsilon_{xy} \quad (V.10)$$

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

$$T_e = \begin{bmatrix} c^2 & s^2 & c \cdot s \\ s^2 & c^2 & -c \cdot s \\ -2 \cdot c \cdot s & 2 \cdot c \cdot s & c^2 - s^2 \end{bmatrix} \quad (V.11)$$

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:

$$D = T_e^T \cdot D_{12} \cdot T_e \quad (V.12)$$

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

$$K = \sum_{i=1}^n K^i \quad (V.13)$$

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

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 deve ser inferior ao total de pontos nodais da malha de elementos finitos. Uma vez que os elementos da matriz de rigidez local

“ K^i ” 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.

A resolução do sistema de equações canônicas, voltada para a obtenção do vetor deslocamento global é realizada em duas partes. Na primeira é efetuada a fatoração segundo a forma triplo produtória $L.D.L^T$ que é complementada pelo processo de retro-substituição.

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

$$d\varepsilon = B \, du \quad (V.14)$$

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:

$$\varepsilon = \varepsilon + d\varepsilon \quad (V.15)$$

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

5.6 - Quarta etapa

Para a realização da análise referente aos efeitos reológicos, o domínio do tempo deve ser discretizado, conforme o critério proposto no capítulo 4. Cada um dos intervalos definidos segundo aquele padrão, é subdividido em incrementos de tempo.

Para cada incremento de tempo são determinadas as deformações incrementais referentes à fluência e às expansões por RAA, a partir dos modelos adotados para tal fim, apresentados no capítulo 4. As matrizes constitutivas são então determinadas com base no campo 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 fluência e por RAA são calculados conforme Cook et al (1989), mediante a expressão:

$$\Delta P_e = \int_{V_e} B^T \cdot D \cdot \Delta \varepsilon_{reol} \cdot dV \quad (V.16)$$

onde “**B**” é a matriz deformação-deslocamento, “**D**” é a matriz constitutiva e “ $\Delta \varepsilon_{reol}$ ” é a deformação devida ao efeito reológico considerado.

Neste estágio é obedecida sistemática idêntica àquela adotada para a análise estrutural envolvendo a solitação 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:

$$\Delta \varepsilon^{ep} = \Delta \varepsilon_{reol} - \Delta \varepsilon \quad (V.17)$$

Deste estágio em diante 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.

5.7 – Etapa final

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

Os pós-processadores gráficos utilizados foram o **NLPOS**, aplicado ao traçado dos campos de deslocamentos e o **PROJECT1**, empregado para o traçado dos campos de tensões.

Capítulo 6

Validação do programa

6.1 – Introdução

Este capítulo tem por finalidade o relato das tarefas realizadas com vistas à validação do programa cuja elaboração é voltada para os trabalhos de análise numérica propostos para esta tese.

Visando tais objetivos, são analisados alguns exemplos cujos resultados são comparados com aqueles provenientes de estudos sobre problemas idênticos divulgados em outras fontes.

Para a análise de todos os problemas foi adotada a modalidade “estado plano de tensões”, considerando-se a resposta tensão-deformação não-linear do concreto.

6.2 – Elementos estruturais solicitados à compressão axial simples

Nesta seção será abordada a análise de dois pilares, sendo um de concreto simples e o outro de concreto armado. Os pilares apresentam seção transversal retangular com dimensões de 25 cm x 40 cm, e, comprimento igual a 3,00 m. O concreto utilizado em sua execução apresenta resistência a compressão de 20,0 MPa, para o qual foram fixados um módulo de deformação de 25500 MPa e coeficiente de Poisson igual a 0,2.

O domínio do problema foi definido por uma área de formato retangular contida no plano “xy”, com dimensões de 0,40 m na direção “y” e de 3,00 m na direção “x” (Figura VI.1). A massa do concreto será simulada mediante elementos planos quadrados do tipo “Q8”, com dimensões de 0,10 m x 0,10 m. As barras da armadura de aço do pilar de concreto armado serão simuladas a partir de elementos unidimensionais do tipo “L3” de comprimento igual a

0,10 m. Para ambos os pilares a malha resultante de elementos finitos é constituída de 120 elementos planos. Para o pilar de concreto armado, especificamente, conta-se, inclusive, com 30 elementos unidimensionais.

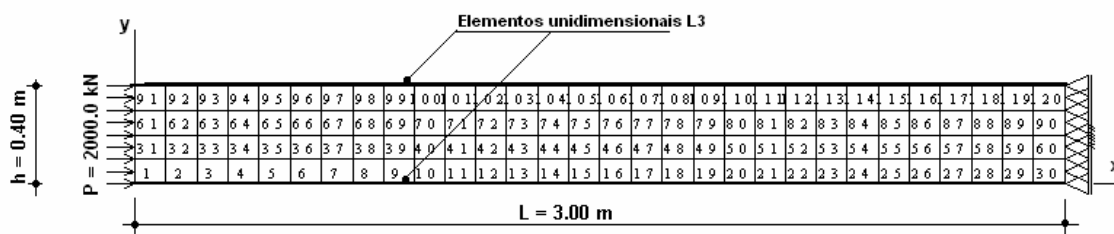


Figura VI.1 – Domínio do problema e malha de elementos finitos

O elemento estrutural será solicitado por uma carga axial $P = 20000,0 \text{ kN}$, supostamente centrada, a qual para efeito de análise, foi subdividida em cinco incrementos de carga iguais.

Simultaneamente, foram obtidos resultados referentes aos mesmos pilares, a partir de sua modelagem analítica, segundo um elemento estrutural engastado em uma extremidade e livre na outra, submetido a uma carga axial de compressão aplicada na extremidade livre (Figura VI.2).

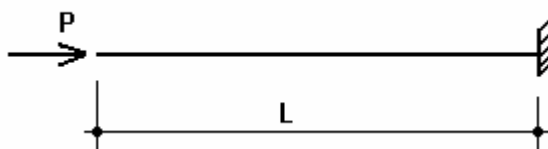


Figura VI.2 – Elemento engastado e livre

Para a modelagem do comportamento do concreto, na formulação teórica, foi adotada a relação constitutiva proposta por Hognestad (1951), escrita mediante a forma:

$$\sigma = E_c (1 - \alpha \varepsilon) \varepsilon \quad (\text{VI.1})$$

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, “ α ” um parâmetro intrínseco ao material dado pela relação:

$$\alpha = 1/(2\varepsilon_p) \quad (\text{VI.2})$$

para a qual “ ε_p ” representa a deformação correspondente à solicitação de pico, dada por:

$$\varepsilon_p = \frac{2\sigma_p}{E_c} \quad (\text{VI.3})$$

onde “ σ_p ” é a tensão de pico, que é igual ao “ f_{ck} ”. A carga foi aplicada em cinco incrementos, conforme a análise realizada através do programa. Em cada incremento de carga são calculadas as tensões e as deformações, e, por conseguinte os deslocamentos mediante a equação:

$$u = \varepsilon.L \quad (\text{VI.4})$$

6.2.1 – Pilar em concreto simples

A figura VI.3 ilustra o campo de deslocamentos elaborado a partir de resultados obtidos através do programa. Observa-se claramente que o algoritmo adotado simula adequadamente a hipótese de Bernoulli segundo a qual as seções transversais do pilar permanecem planas mediante a solicitação do carregamento.

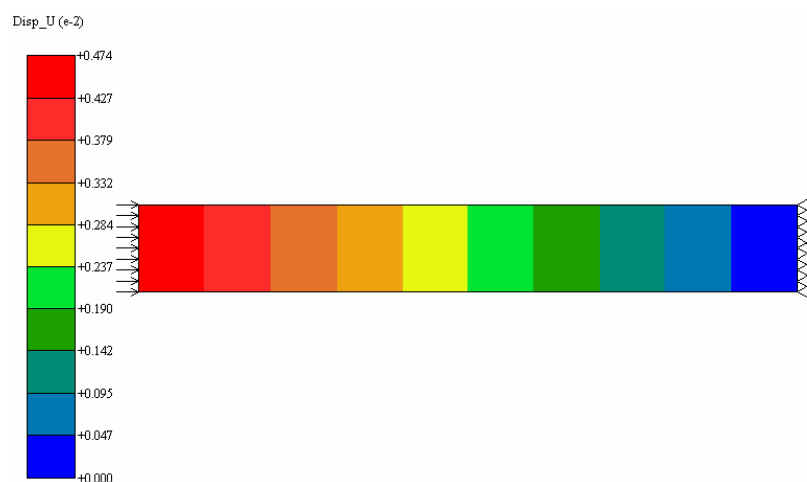


Figura VI.3 – Campo de deslocamentos na direção “x” referente à carga total

O campo da figura VI.4, elaborado a partir de resultados obtidos mediante a utilização do programa, mostra que o pilar apresenta estado homogêneo de tensões, em consonância, portanto, com a distribuição de tensões prevista pelos postulados da resistência dos materiais.



Figura VI.4 – Campo de tensões na direção “x” referente à carga total

Analisando-se os resultados obtidos (Quadro VI.1; e Figuras VI.5) constata-se que os deslocamentos e as deformações na direção “x” apresentam boa concordância. Apenas no quinto incremento de carga, correspondente à iminência da situação de pico, verificou-se diferença sensível que, entretanto, não ultrapassou o percentual de 1,1%.

Por outro lado, com referência às tensões, já se manifesta a partir do terceiro incremento de carga uma diferença da ordem de 4%, mantendo-se aproximadamente nesse patamar até o quinto incremento.

As diferenças registradas nos valores dos deslocamentos são devidas ao fato de o modelo numérico adotado, ao contrário do modelo teórico, apresentar deficiência no tocante ao cálculo do deslocamento referente à tensão de pico, uma vez que, no procedimento iterativo ocorre oscilação em torno do ponto da curva carga-deslocamento referente à configuração de equilíbrio não verificando-se a convergência absoluta.

As diferenças constatadas nos valores das tensões se devem ao fato de o modelo teórico, ao contrário do modelo numérico, não representar o acoplamento de direções das deformações, próprio do estado plano de tensões.

Quadro VI.1 – Deslocamentos, deformações e tensões ao fim dos incrementos de carga

Carregamento		Deslocamento(mm)			Deformações(10^{-3})			Tensões(MPa)		
N	Valor(kN)	teórico	numérico	Dif(%)	teórico	numérico	Dif(%)	teórico	numérico	Dif(%)
1	400	0,506	0,506	0	0,1686	0,1686	0	4,0	4,00	0
2	800	1,080	1,080	0	0,3600	0,3600	0	8,0	7,93	0,88
3	1200	1,761	1,761	0	0,5870	0,5870	0	12,0	12,50	4,00
4	1600	2,649	2,649	0	0,8829	0,8829	0	16,0	16,67	4,02
5	2000	4,792	4,741	1,06	1,5970	1,5800	1,06	20,0	20,84	4,03

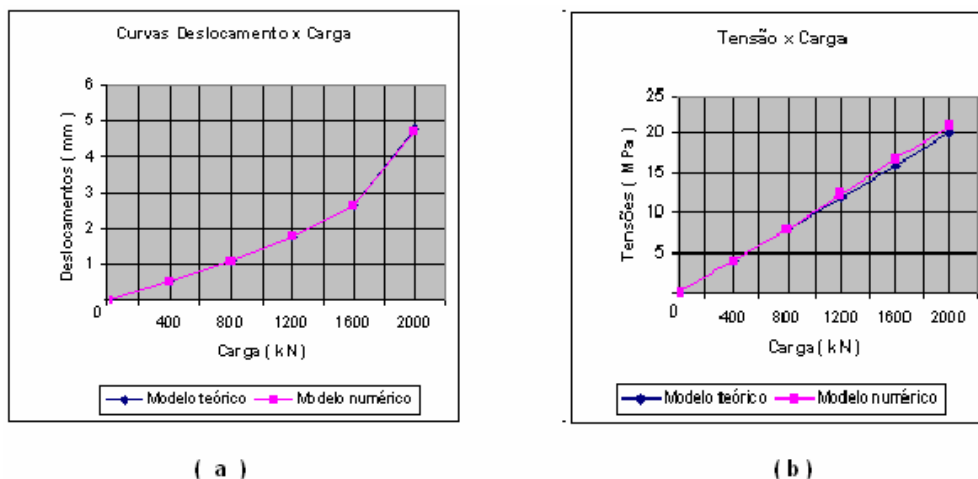


Figura VI.5 – Diagramas: a -) Deslocamento x Carga; b -) Tensão x Carga

6.2.2 – Pilar de concreto armado

A seção transversal do pilar objeto de análise foi provida de armadura mínima, constituída por quatro barras de aço CA-50 de 10 mm de diâmetro, perfazendo uma área total de $3,20 \text{ cm}^2$. O módulo de deformação do aço foi fixado em $210000,0 \text{ MPa}$ e sua tensão de escoamento característica em $500,0 \text{ MPa}$.

O campo da figura VI.6 mostra que a presença da armadura de aço faz com que as seções transversais do pilar deixem de apresentar a condição plana na medida em que o carregamento solicita o elemento estrutural. Em conseqüência, a distribuição de tensões deixa de ser uniforme (Figura VI.7) manifestando-se o efeito na região de introdução do carregamento, conhecido como princípio de Saint Venant.

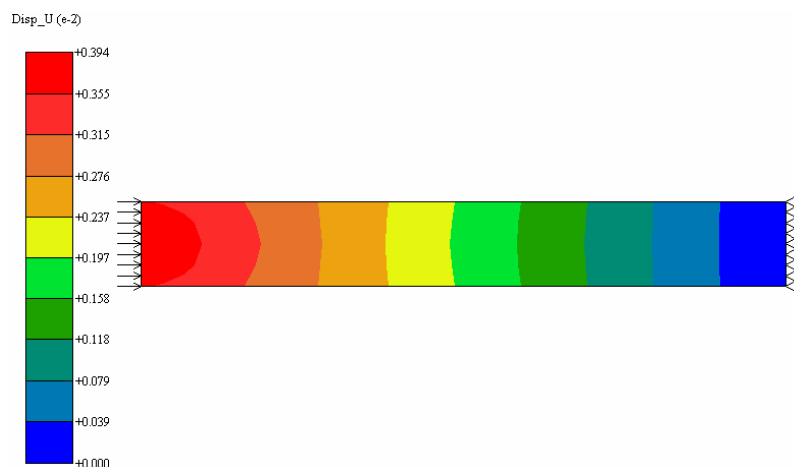


Figura VI.6 – Campo de deslocamentos na direção “x” para a carga total



Figura VI.7 – Campo de tensões na direção “x”

Analisando-se os resultados obtidos (Quadro VI.2 e Figuras VI.8) constata-se para os deslocamentos e as deformações do modelo numérico apresentam boa concordância em relação ao previsto mediante a aplicação do modelo teórico. No presente caso as diferenças apresentadas foram maiores do que aquelas constatadas para o pilar de concreto simples. Isto ocorreu porque, para a aplicação do modelo teórico, foi imposta a condição de que as seções transversais permanecem planas com a solicitação do carregamento não correspondendo rigorosamente à realidade simulada pelo modelo numérico (Figura VI.6).

A maior diferença registrada nos valores dos deslocamentos verificou-se no quinto incremento de carga, que foi da ordem de 5%. Tal diferença se dá em razão da proximidade da carga de pico. Ela constitui uma diferença isolada, haja vista que para os demais incrementos a diferença média foi da ordem de 1,5%. Para as tensões foi registrada uma diferença de até 5,6% pela mesma razão justificada na seção 6.2.1.

Quadro VI.2 – Deslocamentos, deformações e tensões ao fim dos incrementos de carga

Incremento		Deslocamento(mm)			Deformações(10^{-3})			Tensões(MPa)		
N	Carga(MN)	teórico	numérico	Dif(%)	teórico	numérico	Dif(%)	teórico	numérico	Dif(%)
1	400	0,491	0,492	0,20	0,1636	0,1637	0,06	3,89	3,89	0
2	800	1,043	1,047	0,38	0,3476	0,3480	0,12	7,30	7,73	5,56
3	1200	1,688	1,706	1,06	0,5628	0,5668	0,71	11,61	12,17	4,60
4	1600	2,500	2,540	1,57	0,8333	0,8407	0,88	15,43	16,16	4,51
5	2000	3,793	3,942	4,97	1,2642	1,2730	0,69	19,13	19,97	4,21

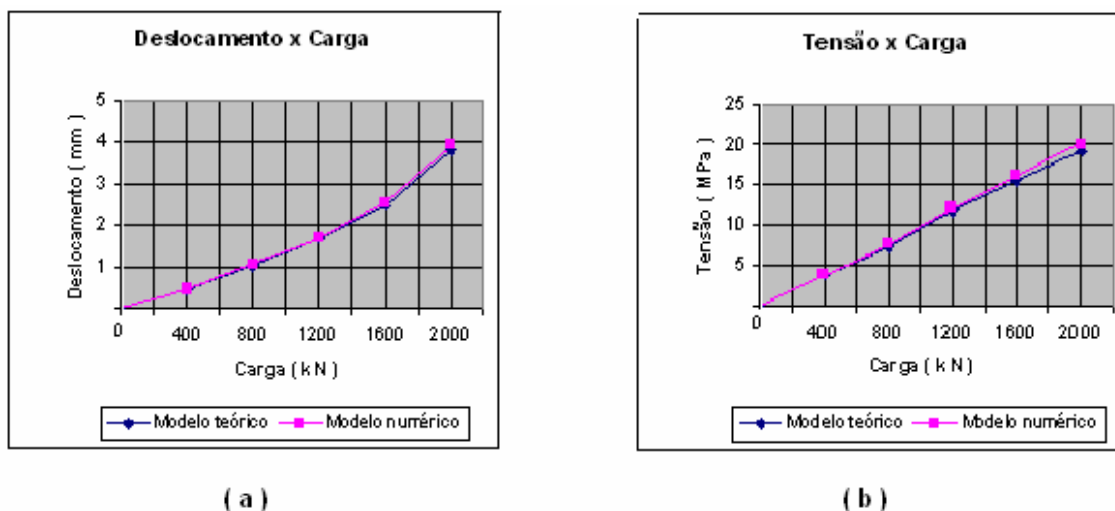


Figura VI.8 – Diagramas: a -) Deslocamento x Carga; b -) Tensão x Carga

6.3 – Viga de concreto armado

O modelo objeto de análise foi estudado por Kwak e Filippou (1990), e se refere a uma viga bi-apoiada de concreto armado, com comprimento igual a 3,65 m e seção transversal retangular de largura igual a 20 cm e altura igual a 50 cm.

O concreto utilizado apresenta uma resistência à compressão de 34 MPa, módulo de deformação de 26700 MPa e coeficiente de Poisson de 0,167. Sua energia de fraturamento por unidade de volume foi avaliada em $G_f = 0,089$ kN/m.

A armadura longitudinal de tração é constituída por barras de aço com uma porcentagem geométrica de 0,99% em relação à seção de concreto. O módulo de elasticidade do aço utilizado foi avaliado em 210000 MPa e seu limite de escoamento em 315 MPa.

O elemento estrutural será solicitado por uma carga concentrada de 168 kN, aplicada no centro do vão, a qual, para efeito de análise do problema foi subdividida, em 18 incrementos iguais.

O problema foi modelado e seu domínio caracterizado conforme o padrão apresentado na figura VI.9. Os parâmetros “P” e “L” foram tomados iguais à metade da carga total e do comprimento da viga, respectivamente.

A discretização do domínio resultou em uma malha de elementos finitos constituída de 180 elementos planos do tipo “Q8”, de formato retangular, com dimensões de 10 cm x 5 cm, e, 18 elementos unidimensionais do tipo “L3” de comprimento igual a 10 cm (Figura VI.9).

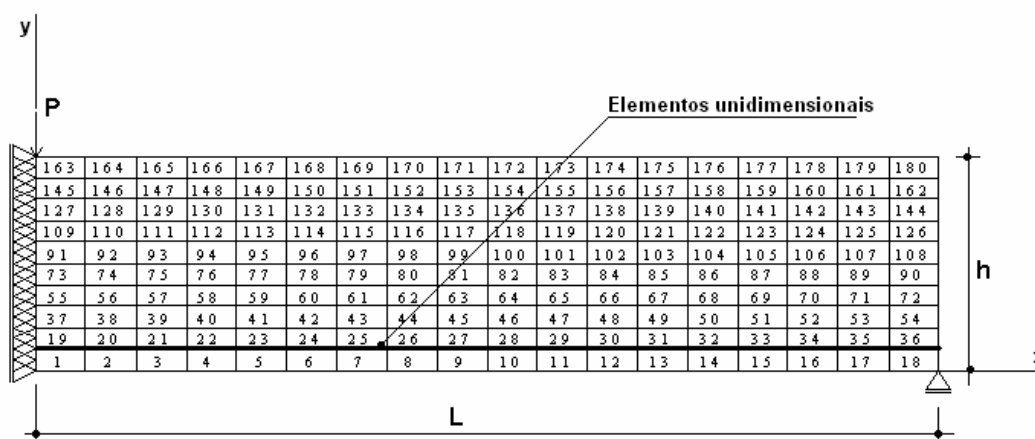


Figura VI.9 – Domínio do problema e malha de elementos finitos

Examinando-se as curvas da figura VI.10, referentes aos deslocamentos de um ponto nodal situado no centro do vão, constata-se que elas apresentam formas semelhantes à curva carga-deslocamento típica ilustrada na figura III.11. Nos trechos “OA” e “AB” referentes ao ramo elástico e ao ramo de fissuração a curva elaborada a partir dos resultados do programa e a curva de Kwak e Filippou (1990) apresentam boa concordância. Entretanto no trecho “BC”, correspondente ao ramo de colapso, constata-se divergência considerável, devida à diferença dos modelos de aderência aço-concreto adotados. Enquanto o programa utiliza o modelo de aderência perfeita Kwak e Filippou (1990) trabalharam com um modelo de aderência com deslizamento (*bond-slip*).

As divergências constatadas (Tabela VI.3 e Figura VI.10) não representarão erros significativos na utilização do programa para fins deste trabalho de tese, uma vez que, para os modelos estudados o ramo de colapso em carregamento não será atingido.

Quadro VI.3 – Deslocamentos em cada incremento de carga

Carga (kN)	Deslocamento (mm)	
	Kwak e Filippou (1990)	programa
28	0,5	0,5
56	1,3	1,5
84	2,9	2,8
112	4,5	4,0
140	6,0	5,1
168	15,0	10,0
196	-----	18,0

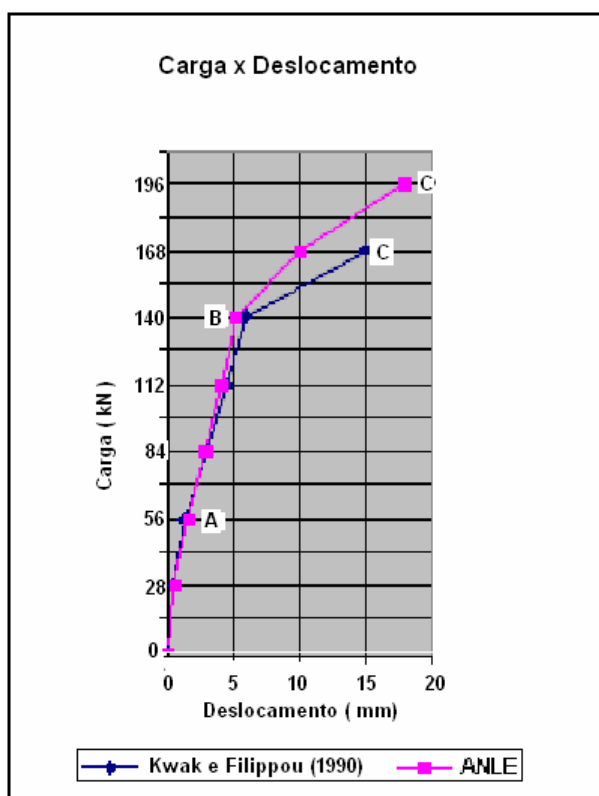


Figura VI.10 – Diagrama carga deslocamento

6.4 – Viga de concreto armado afetado por RAA

Este exemplo foi estudado por Capra e Sellier (2002) e se refere à análise de uma viga de concreto armado, levando-se em consideração o efeito expansivo decorrente da reação álcali-agregado.

A viga objeto de análise é bi-apoiada e apresenta um vão de 3,00 m de comprimento e seção transversal retangular com largura $b = 25$ cm e altura $h = 50$ cm, sendo projetada em concreto de módulo de elasticidade igual a 42000 MPa e coeficiente de Poisson fixado em 0,20.

A armadura de aço destinada a absorver as tensões de tração é constituída de duas barras de aço CA-50 de diâmetro igual a 25 mm, perfazendo uma área total de $9,81$ cm². O módulo de elasticidade do aço foi fixado em 210000 MPa.

Em virtude da simetria do modelo, o domínio do problema pôde ser caracterizado a partir de uma área de formato retangular no plano “xy”, com dimensões nas direções “y” e “x”, respectivamente, iguais à altura da viga e à metade de seu comprimento (Figura VI.11). Sua

discretização resultou em uma malha de elementos finitos, constituída de 150 elementos planos do tipo “Q8”, de formato retangular, com dimensões de 0,10m x 0,05 m, e, 15 elementos unidimensionais do tipo “L3”, de comprimento igual a 0,10 m (Figura VI.11).

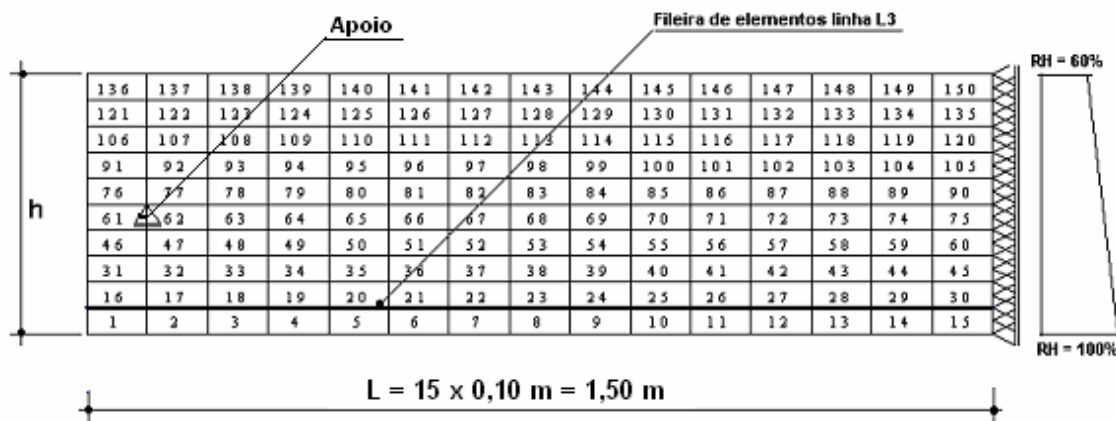


Figura VI.11 – Domínio do problema e malha de elementos finitos

A análise inicial se refere à ação exclusiva do peso próprio. A “posteriori” foram consideradas as deformações decorrentes do efeito expansivo da reação álcali-agregado. Nesta última fase, a análise foi realizada em instantes de tempo conforme a proposta de Dishinguer, citada por Kawano e Warner (1996). Cada um dos intervalos de tempo foi subdividido em cinco incrementos de tempo com a finalidade de refinar a discretização do tempo e assim melhorar a precisão dos resultados.

Para efeito de consideração das deformações por RAA, foram realizadas duas análises diferenciadas pela distribuição do campo de umidades. A primeira foi realizada adotando-se um gradiente de umidade segundo a direção vertical da viga. A umidade da massa do concreto no bordo inferior da viga foi fixada em 100%, e, do bordo superior em 60%, com variação linear entre estes dois valores (Figura VI.11). Para realização da segunda análise foi considerada distribuição uniforme de umidade, com toda a massa da viga sendo mantida na condição higroscópica saturada.

Com referência à primeira condição, a deformada obtida por Capra e Sellier (2002), apresenta-se conforme o aspecto ilustrado na figura VI.12, que é uma réplica da figura 17 do artigo referenciado. A deformada obtida a partir dos resultados do programa (Figura VI.13) apresenta aspecto semelhante. Verifica-se, portanto, que as deformações por RAA acentuam a curvatura inicial da linha elástica da viga.

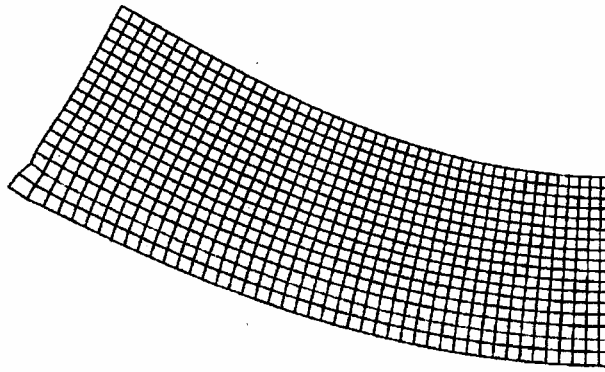


Figura VI.12 – Deformada de Capra e Sellier (2002)

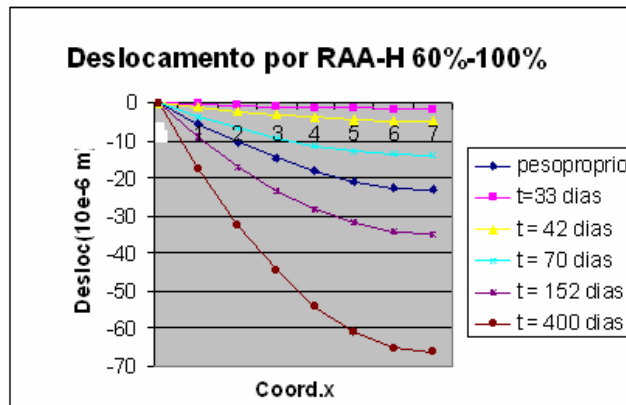


Figura VI.13 – Deslocamentos da viga com gradiente de umidade obtidos mediante o ANLE

Para o caso em que o teor de umidade apresenta distribuição uniforme ao longo de toda a massa de concreto da viga, Capra e Sellier (2002) reportou a ocorrência de uma inversão da curvatura da linha elástica da viga promovida pela ação de contenção de deformações desempenhada pela armadura de aço. Os resultados obtidos a partir do programa confirmam este efeito, como pode ser constatado analisando-se as curvas da figura VI.14.

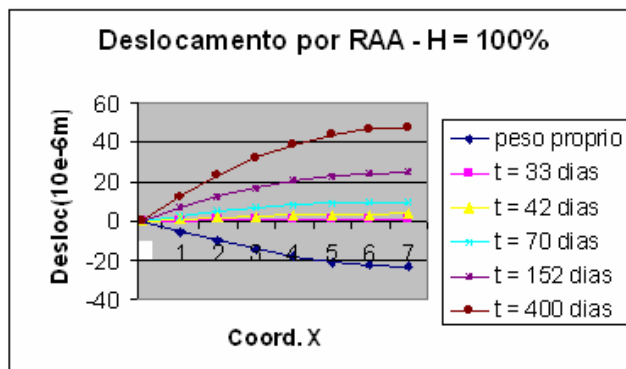


Figura VI.14 – Deslocamentos da viga para umidade uniforme obtidos mediante o ANLE

6.5 – Bloco

O presente exemplo se refere à análise de um bloco de largura igual a 1,00 m, altura igual a 2,00 m e espessura de 0,20 m, projetado em concreto simples com resistência característica à compressão de 40 MPa. Seu módulo de deformação foi fixado em 35400 MPa e seu coeficiente de Poisson em 0,20.

O domínio do problema foi definido mediante uma área de formato retangular contida no plano “xy”, com extensão na direção “y” igual à altura do bloco, e, na direção “x” igual à sua largura (Figura VI.15). Sua discretização resultou em uma malha de elementos finitos constituída de 200 elementos planos do tipo “Q8”, de formato quadrado, com dimensões de 0,10 m x 0,10 m (Figura VI.15).

O elemento estrutural será solicitado por uma carga de intensidade igual a 200 kN, distribuída segundo uma extensão de comprimento igual a 0,20 m (Figura VI.15).

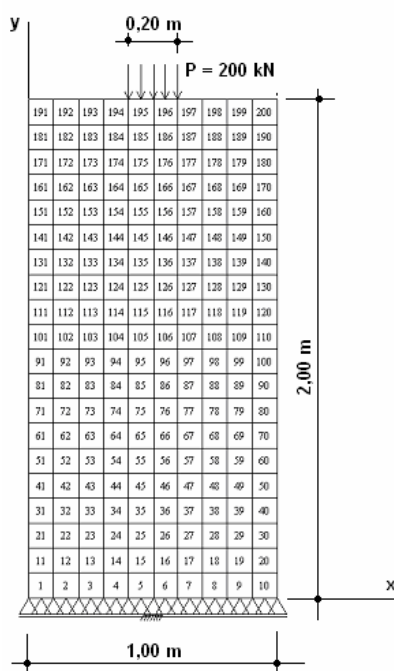


Figura VI.15 – Domínio do problema e malha de elementos finitos

Os campos de deslocamentos elaborados a partir de resultados obtidos mediante a utilização do programa apresentam-se conforme ilustrado nas figuras VI.16.

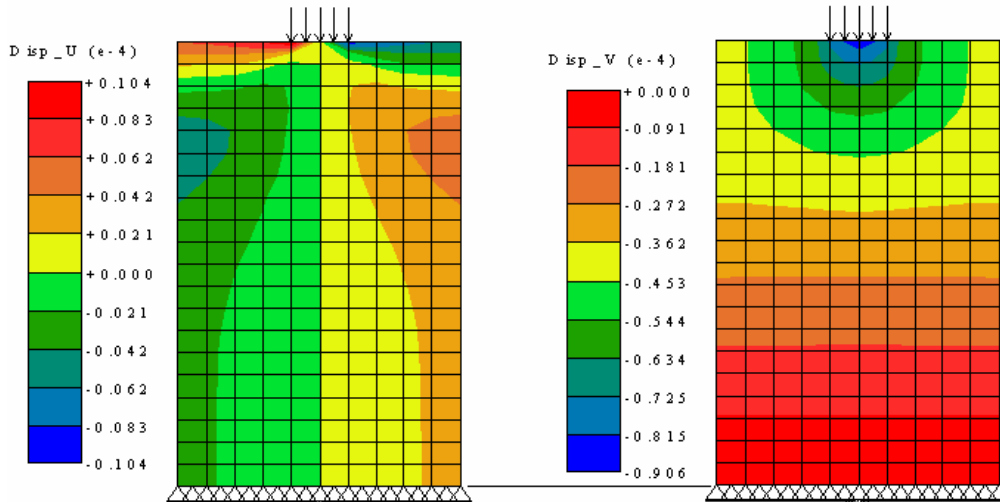


Figura VI.16 – Deslocamentos: a -) horizontais; e b -) verticais

Analisando-se os campos das figuras VI.17, traçados a partir de resultados obtidos mediante a utilização do programa, constata-se a existência de concentração de tensões na região vizinha à superfície de aplicação do carregamento. Verifica-se, inclusive, considerável variação em suas intensidades ao longo de uma linha horizontal passando por tal região. A concentração de tensões (efeito de Saint Venant) vai se diluindo com a profundidade, tendendo para uma condição de uniformidade. Este padrão comportamental está em justo acordo com as distribuições relatadas em Leonhardt e Mönning (1978).

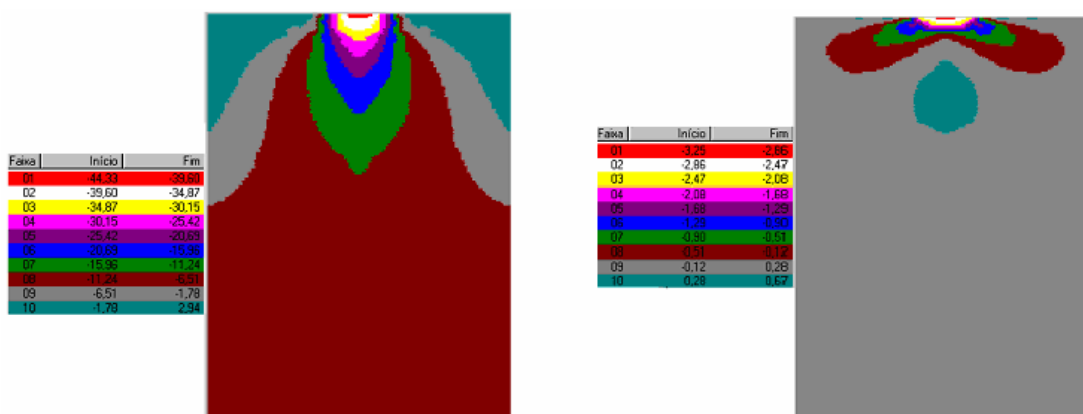


Figura VI.17 – Tensões: a -) verticais; e b -) horizontais

A figura VI.18 apresenta as curvas das tensões horizontais com a profundidade do bloco, esboçadas a partir de resultados obtidos utilizando-se o programa e de resultados obtidos por Mörsh constatando-se boa concordância de resultados.

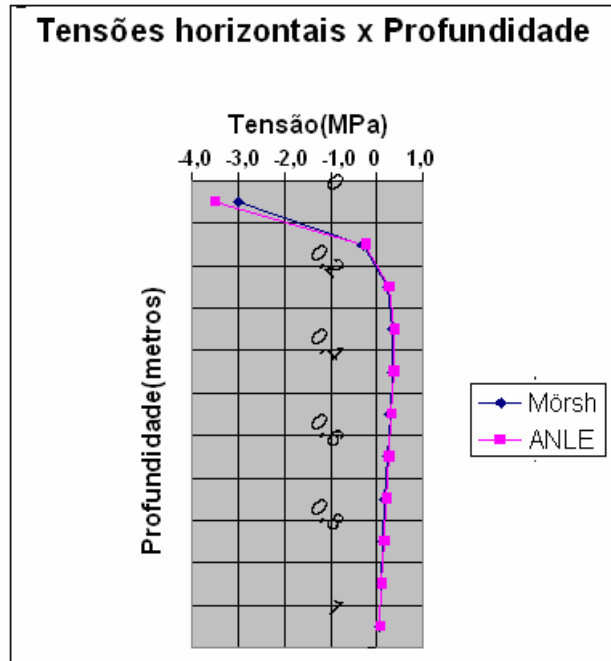


Figura VI.18 – Distribuição de tensões horizontais segundo a altura do bloco

6.6 – Pilar de concreto armado afetado por RAA

Esta seção se refere ao mesmo pilar da seção 6.2.2, submetido, porém, a uma carga centrada de compressão **P = 400 kN**.

Os resultados obtidos mediante a utilização do programa são comparados com os resultados obtidos mediante a utilização de um modelo teórico baseado nos princípios da Resistência dos Materiais.

Para efeito de cálculo das grandezas envolvidas na fase de carregamento foram adotados os mesmos procedimentos da seção 6.2.2.

Para efeito do cálculo dos deslocamentos por RAA foi admitida a hipótese de que a energia associada às expansões por RAA para deformar o conjunto aço-concreto é igual à energia que as referidas expansões imprimiria ao mesmo pilar se fosse fabricado em concreto simples.

Desta forma, se o pilar fosse fabricado em concreto simples a energia associada a uma deformação por RAA “ ϵ_{RAA} ” seria dada por:

$$W_{cs} = \frac{1}{2} K_c \epsilon_{RAA}^2 \cdot L^2 \quad (VI.5)$$

onde “ L ” é o comprimento do pilar e:

$$K_c = E_c \cdot A_c \quad (VI.6)$$

onde “ E_c ” é o módulo de elasticidade do concreto e “ A_c ” a área da seção bruta de concreto.

Para o pilar fabricado em concreto armado, na hipótese de as seções transversais permanecerem planas no decorrer das deformações, a energia associada a um deslocamento “ δ_{RAA} ” do pilar por RAA seria dada por:

$$W_{ca} = \frac{1}{2} K_c \delta_{RAA}^2 + \frac{1}{2} K_S \delta_{RAA}^2 \quad (VI.7)$$

onde:

$$K_S = A_S \cdot E_S \quad (VI.8)$$

desde que os parâmetros “ A_S ” e “ E_S ”, representem a área da seção transversal da armadura de aço do pilar e o módulo de elasticidade do aço, respectivamente.

Igualando-se as equações VI.5 e VI.7 e reordenando-se a expressão resultante obtém-se:

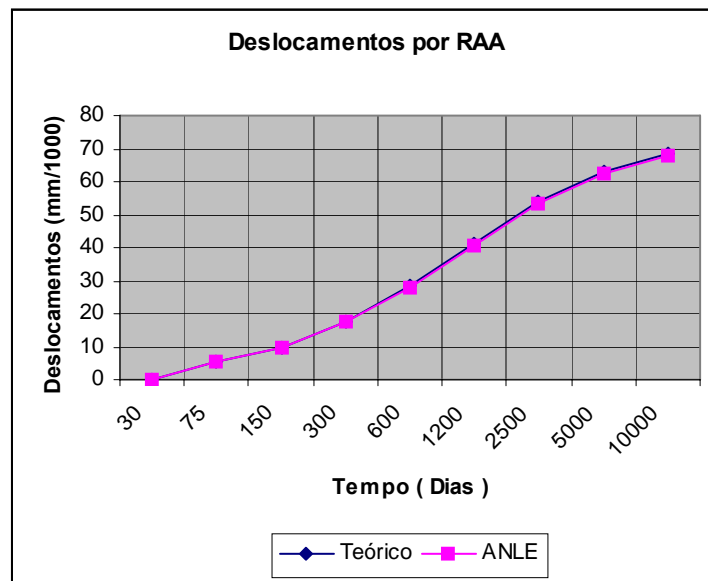
$$\delta_{RAA} = \left(\frac{K_c}{K_c + K_S} \right)^{1/2} \cdot \epsilon_{RAA} \cdot L \quad (VI.9)$$

Os resultados obtidos estão sumarizados no quadro VI.4 e representados graficamente na figura VI.19. A partir do exame desses dois elementos constata-se boa concordância entre os resultados, registrando-se uma diferença percentual oscilando entre 0,6% e 1%.

As diferenças constatadas são devidas ao fato de o modelo teórico, ao contrário do modelo numérico, ser baseado no estado uniaxial de tensões e em sua aplicação ser imposta a condição de as seções transversais permanecerem planas no decorrer das deformações, condição esta que foge um pouco da realidade.

Quadro VI.4 – Deslocamentos por RAA

Tempo (Dias)	Deslocamentos (10^{-3} mm)		
	Modelo teórico	Modelo numérico	Diferença(%)
75	5,27	5,24	0,6
150	9,90	9,80	1,0
300	17,40	17,30	0,6
600	28,30	28,10	0,7
1200	41,20	40,90	0,7
2500	54,00	53,60	0,7
5000	62,90	62,50	0,6
10000	68,60	68,10	0,7

**Figura VI.19 – Deslocamentos por RAA**

Capítulo 7

Simulação numérica da RAA

7.1 – Introdução

Este capítulo apresenta o estudo do comportamento mecânico ao longo do tempo em elementos de concreto armado sob o efeito da RAA bem como de sua interação com o fenômeno de fluência do concreto.

Os modelos escolhidos para análise foram: um pilar solicitado à compressão axial simples; uma viga solicitada à flexão simples; um pilar parede; uma viga parede; e, dois blocos de coroamento, de estacas de fundação.

À exceção dos blocos de coroamento, que foram executados em concreto C18, os modelos estudados representam elementos estruturais confeccionados em concreto C20, armados com barras de aço CA-50.

Em todos os casos estudados o módulo de deformação do concreto foi avaliado de acordo com as recomendações da NBR 6118/2003. O coeficiente de Poisson do concreto foi fixado em 0,167. O módulo de elasticidade e o limite de escoamento característico do aço utilizado foram fixados em 210000,0 MPa e 500,0 MPa, respectivamente.

Para a análise dos modelos estudados foram utilizadas as formulações dos elementos finitos planos quadriláteros de oito pontos nodais, e dos elementos finitos unidimensionais de três pontos nodais, que se destinam à simulação da massa de concreto e das barras de aço, respectivamente. Ambos os elementos finitos adotados são isoparamétricos de aproximação quadrática.

Para a simulação numérica dos blocos de fundação foram adotados elementos planos de formato retangular com dimensões de 30 cm x 20 cm e elementos unidimensionais de comprimento igual a 30 cm. Para os demais modelos foram utilizados elementos planos de formato quadrado com lado de 10 cm e elementos unidimensionais de comprimento também igual a 10 cm.

Os resultados experimentais publicados sobre expansões por RAA em geral são obtidos em ensaios realizados utilizando-se aceleradores de reação para antecipar a sua estabilização. O acelerador normalmente é ministrado em quantidade suficiente para fazer cessar as deformações envolvidas já aos 400 dias. Para a maioria das estruturas de construção civil afetadas por RAA as expansões decorrentes da reação perduram além dos 5 anos. Com a finalidade de representar a duração real das expansões por RAA em estruturas de concreto, para efeito da análise de que trata este capítulo o fator de velocidade " A_2 ", do modelo de degradação de Pietruszczac (1996), está sendo fixado em 1000 dias.

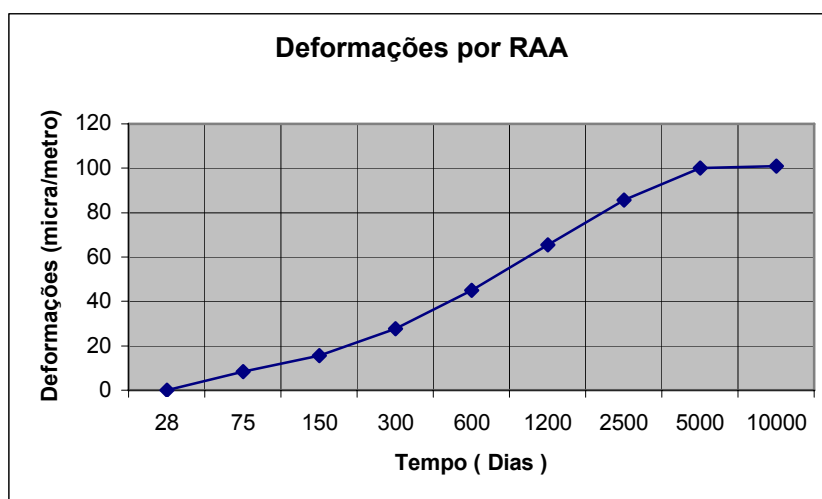
Utilizando-se os resultados referentes à degradação do concreto de Swamy (1988), nas equações de degradação de Pietruszczac (1996), para os fatores de intensidade da degradação do módulo de elasticidade e da resistência à compressão do concreto foram obtidos os valores $A_3 = 0,3$ e $A_4 = 0,4$. Com esses valores estipulados para os parâmetros A_2 , A_3 e A_4 , a resistência do concreto C20 cai para 14 MPa no transcorrer de mil dias.

Para os exemplos estudados no presente capítulo, exceto em casos particularmente especificados, a data do carregamento foi fixada como sendo aos 28 dias de idade do concreto. Esta data será tomada como o dia em que terão início as expansões por RAA e as deformações por fluência. O quadro VII.1.1 apresenta as deformações por RAA obtidas a partir da simulação numérica de ensaio com medição de deformações envolvendo um corpo de prova, livre de tensões de compressão, confeccionado em concreto com agregado reativo, apresentando os mesmos parâmetros referentes à RAA dos modelos estudados neste capítulo.

O exame das magnitudes das deformações registradas ao longo do tempo revela que, aos 10000 dias de idade do concreto, os efeitos da RAA já se encontram praticamente em regime estacionário. Entretanto, vale ressaltar que, para alguns casos analisados, face às peculiaridades associadas à intensidade do carregamento e à área da seção transversal de armadura de aço, o efeito expansivo da RAA pode provocar ruína no concreto em idade anterior aos 10000 dias. Face ao exposto, o domínio do tempo foi definido fixando-se o instante inicial de análise como sendo aos 28 dias de idade do concreto. O instante final correspondeu aos 10000 dias, salvo quando a RAA provocar a ruína prematura do material. O domínio assim caracterizado foi discretizado conforme a orientação expressa no quadro VII.1.1.

Quadro VII.1.1 – Deformações por RAA com o tempo

Instantes(it)	Idade do concreto(dias)	Deformações(μ /metro)
0	28	0,0
1	75	8,4
2	150	15,7
3	300	27,7
4	600	45,0
5	1200	65,5
6	2500	85,7
7	5000	100,0
8	10000	101,0

**Figura VII.1.1 – Deformações de um corpo-de-prova por RAA**

Para cada um dos modelos selecionados foi analisada uma série de casos, diferenciados entre si pela quantidade de armadura de aço utilizada e pela intensidade da carga solicitante. Este critério de trabalho foi proposto com vistas a estudar a influência do efeito das armaduras e das tensões normais de compressão devidas ao carregamento, na contenção ou intensificação dos deslocamentos por RAA, bem como suas conseqüências na redistribuição de tensões e na perda de desempenho mecânico da massa de concreto devida ao efeito deletério da reação.

Neste capítulo foi definido um parâmetro, o *índice de segurança*, como sendo a razão entre a tensão de pico e a tensão solicitante, com o objetivo de quantificar a margem de segurança remanescente, antes da iminência da ruína do concreto.

7.2 – Pilar solicitado à compressão simples

7.2.1 – Exemplos estudados

O modelo de estudo objeto desta seção constitui um pilar solicitado à compressão simples mediante uma carga de direção axial, distribuída uniformemente na seção transversal do seu topo. O elemento estrutural tem comprimento igual a 3,00 m e seção transversal retangular com largura de 0,25 m e altura de 0,40 m. Modelo semelhante foi analisado por Ávila e Madureira (2006).

Nas figuras desta seção o pilar está sendo representado com seu eixo longitudinal coincidindo com a direção horizontal no plano da página (direção “x”) e, portanto, rotacionado de 90°.

O domínio do problema no plano “xy” ficou definido a partir de uma área retangular com 3,00 m de comprimento na direção “x” e 0,40 m na direção “y” (Figura VII.2.1). Considerando-se as dimensões e forma pré-fixadas para os elementos finitos, definidas na seção VII.1, a malha de elementos finitos será constituída por 120 elementos planos e 90 elementos unidimensionais.

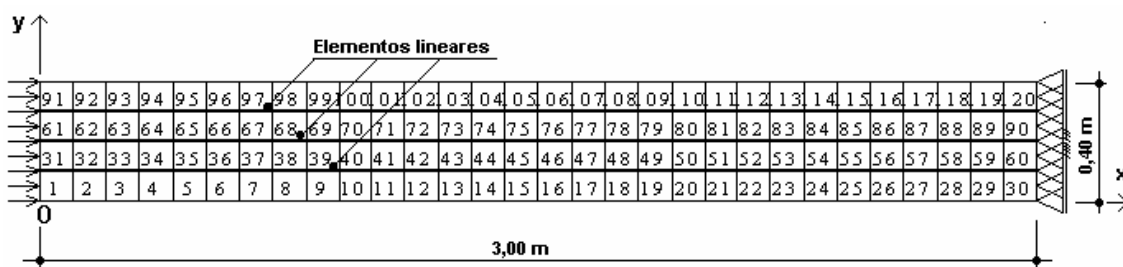


Figura VII.2.1 – Domínio e malha de elementos finitos

Para estudo do modelo foram analisados nove casos diferenciados entre si pela área da seção transversal da armadura longitudinal e pela intensidade da carga solicitante, conforme discriminado no quadro VII.2.1.

Quadro VII.2.1 – Discriminação dos casos analisados

CASO	Área da armadura(cm ²)	Carga(kN/m)
A	7,50	1000,0
B	7,50	2000,0
C	7,50	2700,0
D	12,00	1000,0
E	12,00	2000,0
F	12,00	3000,0
G	18,90	1000,0
H	18,90	2000,0
I	18,90	3000,0

7.2.2 – Resultados obtidos

Para os casos “A”, “D” e “G”, as expansões por RAA resultaram em um alongamento do pilar da ordem de 0,07 mm aos 10000 dias de idade do concreto (Figura VII.2.2), não atingindo 12% da magnitude da contração imediata ao carregamento, que foi de 0,57 mm para o caso “A” (Figura VII.2.3), e, 0,55 mm e 0,52 mm, para os casos “D” e “G”, respectivamente. Para os demais casos, o alongamento registrado para os pilares, decorrente do efeito expansivo devido à RAA, foi pouco expressivo, não atingido sequer o valor de 0,01mm ou 1% da intensidade do encurtamento referente à ação direta do carregamento.

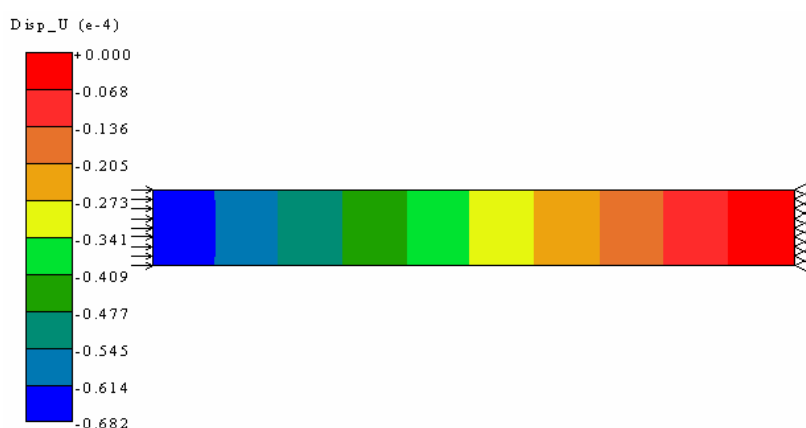


Figura VII.2.2 - Deslocamentos horizontais por RAA aos 10000 dias para o caso A

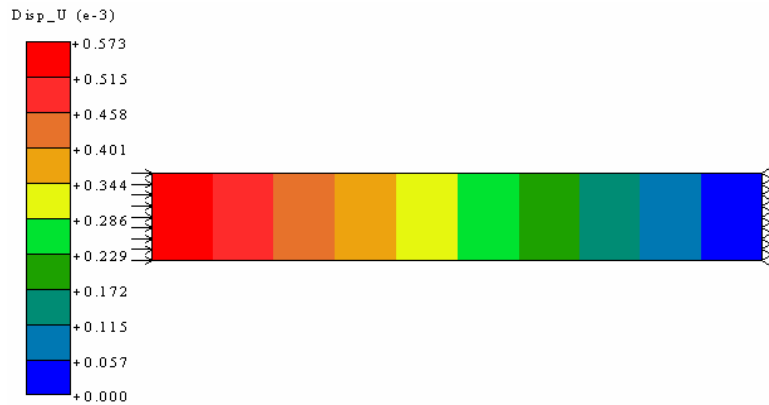


Figura VII.2.3 - Deslocamentos horizontais imediatos ao carregamento para o caso "A"

As figuras VII.2.4 e VII.2.5 apresentam os campos de tensões referentes ao caso "A". A partir da análise simultânea dessas figuras constata-se que as tensões na massa de concreto na direção "x" em decorrência do desenvolvimento da RAA não sofreram alterações significativas no transcorrer de 10000 dias. Para os casos "B", "D", "E", "F", "H", e "I", os campos de tensões resultantes apresentam um comportamento semelhante, entretanto com valores numéricos distintos como pode ser constatado a partir das curvas da figura VII.2.6.

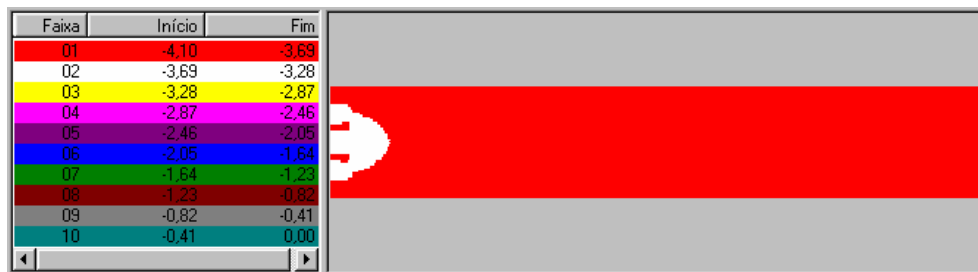


Figura VII.2.4 - Tensões na direção "x" imediatas ao carregamento



Figura VII.2.5 - Tensões na direção "x" aos 10000 dias com RAA

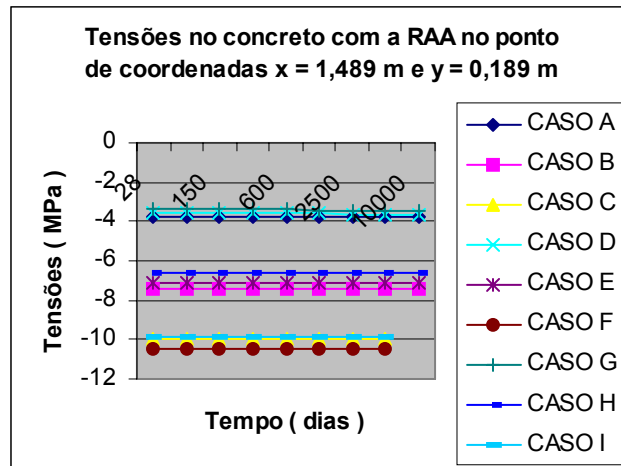


Figura VII.2.6 - Tensões no concreto na direção “x” devidas à RAA

Para o caso “C” (Figuras VII.2.7 e VII.2.8) a distribuição de tensões apresentou um leve desvio da uniformidade, observando-se maior intensidade na região vizinha à base do pilar. Entretanto, a diferença constatada não foi significativa.



Figura VII.2.7 - Tensões na direção “x” imediatas ao carregamento



Figura VII.2.8 - Tensões na direção “x” aos 5000 dias com RAA

Para o caso “G” as tensões decorrentes da ação direta do carregamento também apresentaram distribuição não uniforme (Figura VII.2.9), entretanto, as expansões por RAA produziram a sua uniformização (Figura VII.2.10).



Figura VII.2.9 – Tensões na direção “x” imediatas ao carregamento

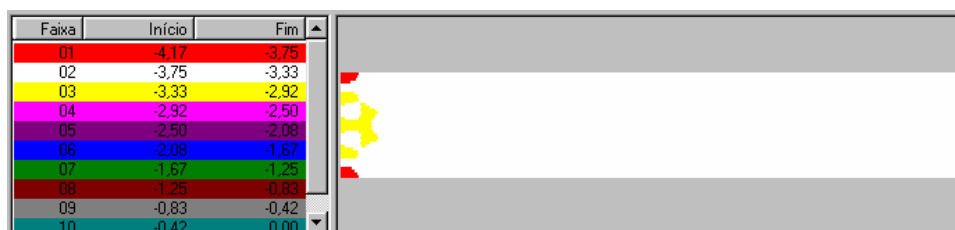


Figura VII.2.10 – Tensões na direção “x” aos 10000 dias com a RAA

Examinando-se as curvas da figura VII.2.11, constata-se que em consequência do efeito expansivo associado à RAA, as tensões na armadura de aço não apresentaram variação significativa em suas intensidades. Para os casos “A”, “D” e “G”, mantiveram-se estáveis com valor em torno de 40,0 MPa. Para os casos “B”, “E”, e “H” a intensidade das tensões foi de aproximadamente 80 MPa. E, para os casos “C”, “F” e “I” seus valores permaneceram no patamar em torno de 120 MPa.

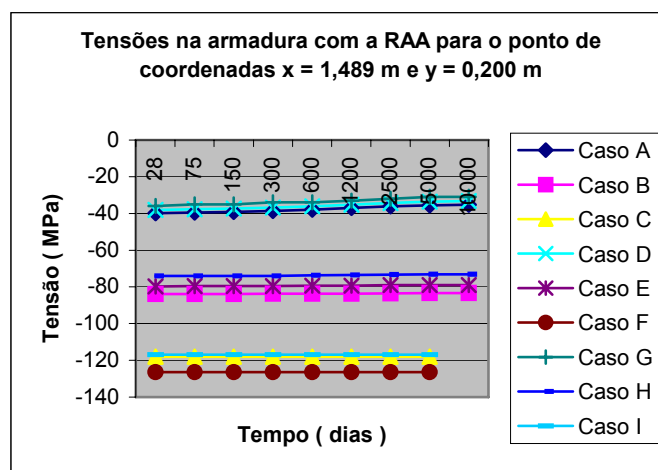


Figura VII.2.11 - Tensões na armadura de aço devidas à RAA

Apesar da estabilidade dos campos de tensões acima relatada, os índices de segurança correlatos apresentaram variações significativas devidas à degradação da resistência do concreto mediante o desenvolvimento da RAA, como mostram as curvas da

figura VII.2.12. Para os casos “A”, “D” e “G” a redução registrada foi de 3,0 para 2,6 restando ainda uma margem de segurança considerável aos 10000 dias de idade do concreto. Para os casos “B”, “E” e “H” o índice de segurança apresentou redução mais drástica, registrando-se um decréscimo de 2,0 para em média 1,3 perdurando aos 10000 dias de idade do concreto, uma pequena margem de segurança, em torno de 30%. Outrossim, para os casos “C”, “F” e “I”, o índice de segurança, que no instante imediato ao carregamento era da ordem de 2,0, reduziu para 1,0, determinando uma condição de grande probabilidade de ruína, já aos 5000 dias de idade do concreto.

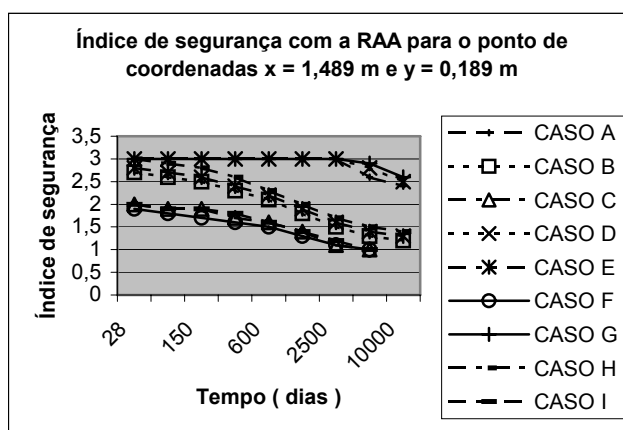


Figura VII.2.12 – Índice de segurança com a RAA

Mediante a análise comparativa das figuras VII.2.13 e VII.2.14, observa-se que, para o caso “A”, não houve variação expressiva das tensões na massa de concreto na direção “y”. O mesmo se sucedeu para os demais casos. Embora, de caso para caso, tenham sido registradas diferenças nas intensidades das tensões, os valores envolvidos situaram-se bem abaixo das tensões limite de resistência do material, não justificando explanação mais pormenorizada.



Figura VII.2.13 - Tensões na direção “y” imediatas ao carregamento para o caso A

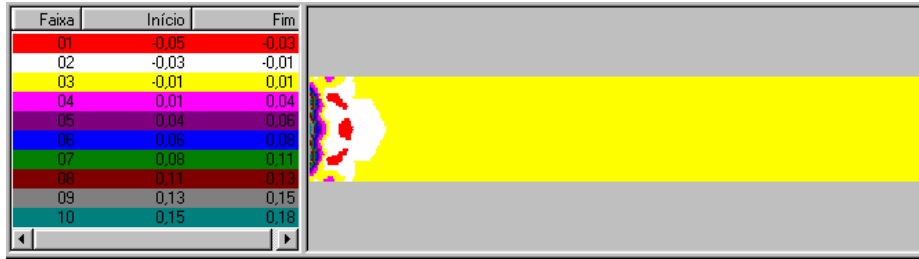


Figura VII.2.14 - Tensões na direção “y” aos 10000 dias com RAA

Conforme ilustrado no campo da figura VII.2.15, referente ao caso “A”, o encurtamento adicional apresentado pelo pilar aos 10000 dias, em virtude das deformações por fluência, foi de aproximadamente 1,0 mm, para o concreto isento da degradação por RAA. O encurtamento por fluência foi 56% maior para o material deteriorado, atingindo o valor de 1,56 mm, como indicado na figura VII.2.16. Todos os casos apresentaram evolução semelhante conforme pode ser constatado a partir dos dados do quadro VII.2.2 referentes aos 5000 dias de idade do concreto.

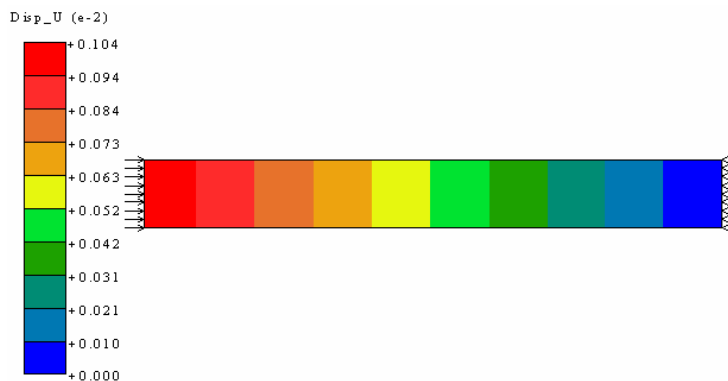


Figura VII.2.15 - Deslocamentos na direção “x” aos 10000 dias por fluência

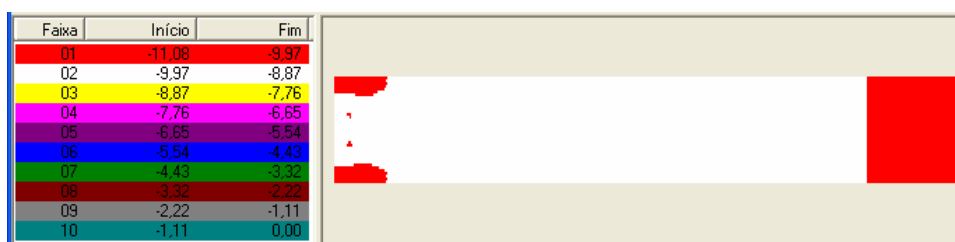


Figura VII.2.16 - Deslocamentos na direção “x” aos 10000 dias por fluência com RAA

Quadro VII.2.2 – Deslocamentos da extremidade livre do pilar com a Fluência

Caso	Deslocamentos (mm)		Diferença (%)
	Fluência	Fluência com RAA	
A	1,03	1,45	40,8
B	2,13	2,98	39,9
C	2,96	4,10	38,5
D	0,88	1,21	37,5
E	1,71	2,35	37,4
F	2,51	3,44	37,1
G	0,78	1,05	34,6
H	1,57	2,07	31,9
I	2,36	3,07	30,1

A partir do exame simultâneo das figuras VII.2.17 e VII.2.18 constata-se que, para o caso “C”, as deformações por fluência para o material isento de RAA induziram um alívio de tensões na massa de concreto de 10,0 MPa para aproximadamente 8,40 MPa aos 5000 dias de idade do concreto, representando uma redução percentual da ordem de 18%. Para o concreto deteriorado a tensão em sua massa foi para 7,80 MPa (Figura VII.2.19) correspondendo a um decréscimo percentual da ordem de 28%. Para os demais casos ocorreram tendências semelhantes, como pode ser observado a partir dos dados transcritos no quadro VII.2.3.

**Figura VII.2.17 - Tensões imediatas ao carregamento para o caso “C”****Figura VII.2.18 - Tensões devidas à fluência para o caso “C” aos 5000 dias**

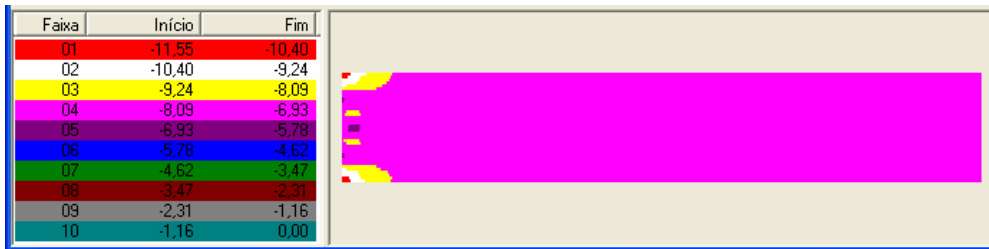


Figura VII.2.19 - Tensões devidas à fluência com RAA para o caso “C” aos 5000 dias

O gráfico da figura VII.2.20 apresenta curvas da variação das tensões na armadura com o tempo devido às deformações por fluência, para os casos referentes à área de $7,50 \text{ cm}^2$ em barras de aço. Observa-se que para o caso “A” a tensão aumentou de 40 MPa até um valor de 111 MPa aos 5000 dias para o material isento de RAA, e, até um valor de 135 MPa para o material afetado por RAA. Esses acréscimos de tensões correspondem a elevações percentuais de 178% e 237%. A diferença registrada aos 5000 dias entre as tensões solicitantes para o material afetado por RAA e aquelas correspondentes ao material isento da RAA, foi da ordem de 21%.

Para o caso “B” a tensão aumentou de 84 MPa até um valor de 230 MPa aos 5000 dias para o material isento de RAA, e, até um valor de 287 MPa para o material afetado por RAA. Esses acréscimos de tensões correspondem a elevações percentuais de 175% e 242%. A diferença registrada aos 5000 dias entre as tensões para o material afetado por RAA e para o material isento da RAA foi da ordem de 24%.

Quadro VII.2.3 – Tensões no concreto no ponto de coordenadas $x = 1,489 \text{ m}$ e $y = 0,189 \text{ m}$

CASO	Tensões (MPa)			Diferença(%)	
	Carregamento	Fluência	Fluência com RAA	Fluência	Fluência com RAA
A	-3,74	-3,21	-3,02	16,5	23,8
B	-7,41	-6,30	-5,87	17,6	26,2
C	-9,95	-8,42	-7,80	18,2	27,6
D	-3,58	-2,86	-2,64	25,2	35,6
E	-7,08	-5,70	-5,13	24,2	37,6
F	-10,52	-8,43	-7,60	24,8	38,4
G	-3,36	-2,37	-2,14	41,8	57,0
H	-6,64	-4,62	-3,86	43,7	72,0
I	-9,84	-6,73	-5,76	46,2	70,8

Com referência ao caso “C” a tensão aumentou de 118 MPa para 322 MPa aos 5000 dias quando o material é isento de RAA, e, até um valor de 399 MPa para o material afetado por RAA. Esses acréscimos de tensões correspondem a elevações percentuais de 173% e 238%. A diferença registrada aos 5000 dias entre as tensões para o material afetado por RAA e aquelas correspondentes ao material isento da RAA foi da ordem de 24%. Em todos os casos estudados a tensão final registrada na armadura estabilizou-se em um nível de intensidade inferior ao limite de escoamento do aço utilizado.

Na figura VII.2.21 estão representadas as curvas da variação das tensões na armadura com a fluência para o caso do pilar solicitado por uma carga de 1000,0 kN/m e três áreas de armadura diferentes. O caso “A” já está comentado no parágrafo anterior. Para o caso “D” a tensão aumentou de 40 MPa para 98 MPa aos 5000 dias no material isento de RAA, e, para 116 MPa no material afetado por RAA. Esses acréscimos de tensões correspondem a elevações percentuais de 145% e 190%. A diferença registrada aos 5000 dias entre as tensões para o material afetado por RAA e sua intensidade correspondente ao material isento da RAA, foi da ordem de 18%.

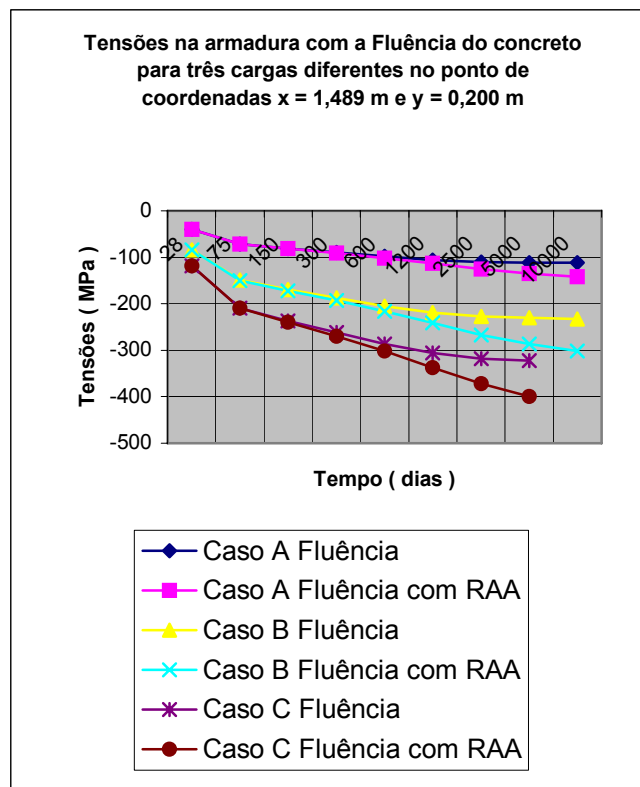


Figura VII.2.20 – Tensões nas armaduras devidas à fluência para seção de aço de 7,50 cm²

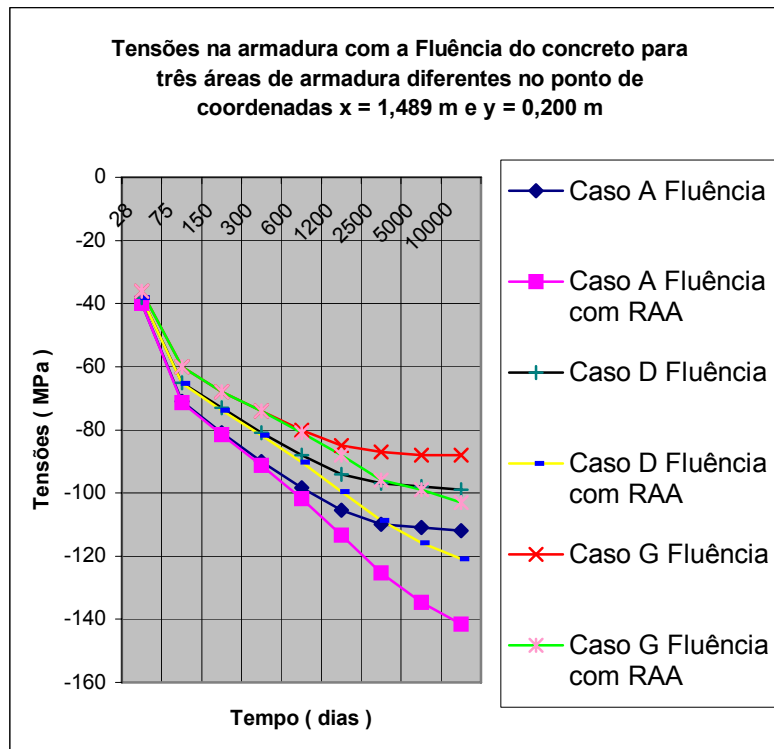


Figura VII.2.21 – Tensões nas armaduras devidas à fluência para carga de 1000,0 kN/m

Com referência ao caso “G” a tensão aumentou de 40 MPa para 88 MPa aos 5000 dias quando o material é isento de RAA, e, para 99 MPa, no material afetado por RAA. Esses acréscimos de tensões correspondem a elevações percentuais de 121% e 148%. A diferença registrada aos 5000 dias entre as tensões para o material afetado e para o material isento da RAA, foi da ordem de 12,5%.

A figura VII.2.22 apresenta as curvas da variação de tensões decorrente da fluência, para o material isento e para o material deteriorado pela RAA, referentes a todos os casos estudados nesta seção. Analisando-se essas curvas constata-se que a ação deletéria da RAA ampliou consideravelmente a variação das tensões.

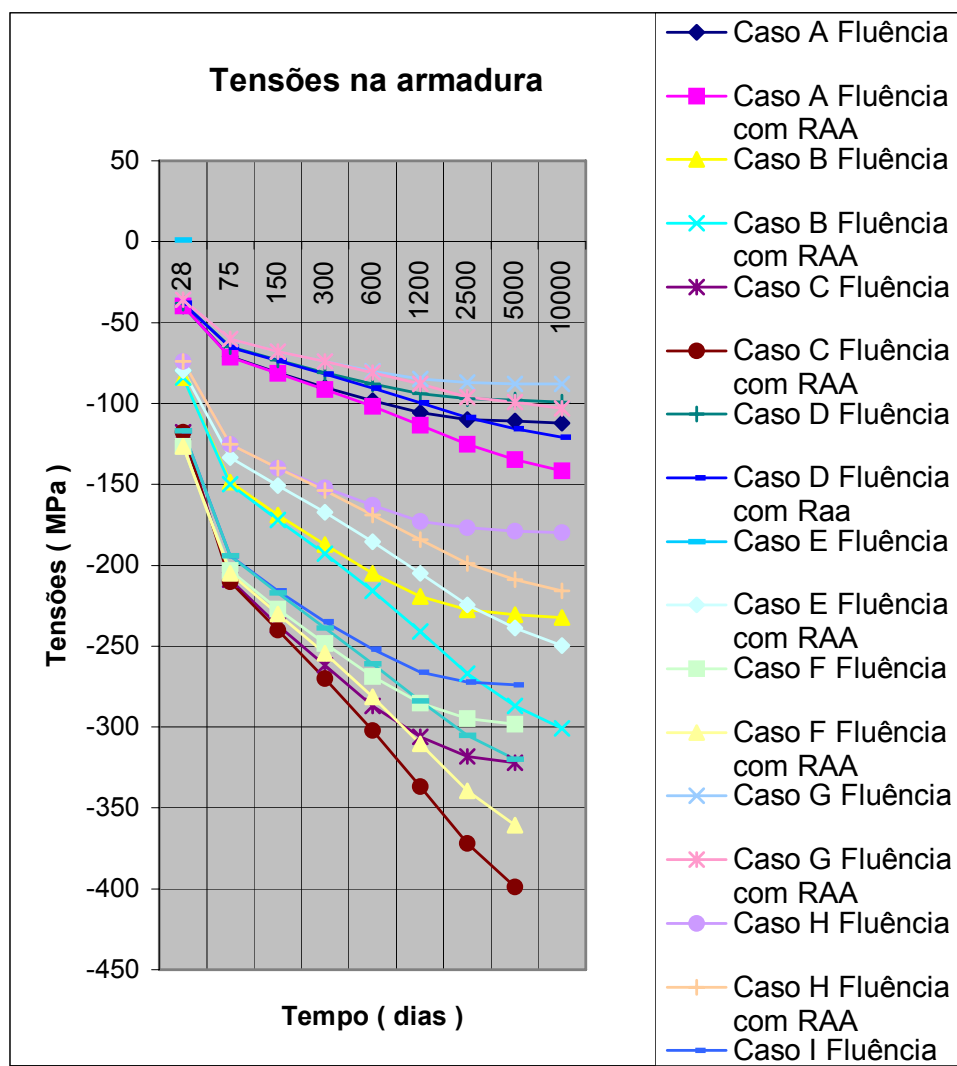


Figura VII.2.22 – Curvas da tensão na armadura de aço com o tempo

7.2.3 – Análise dos resultados

Face ao exposto, constata-se que os alongamentos produzidos no pilares nos casos “B”, “C”, “E”, “F”, “H” e “I” pelo efeito expansivo da RAA, foram pouco expressivos, sendo inferiores a 1% do encurtamento imediato ao carregamento. Este resultado deve ser atribuído à intensidade das tensões solicitantes de compressão que se aproximaram, e, em alguns casos, até mesmo ultrapassaram o patamar dos 8,0 MPa. De acordo com o critério adotado no algoritmo pertinente à modelagem matemática do problema, tensões de compressão de intensidade neste nível já são suficientes para inibir drasticamente as expansões por RAA em sua direção.

Para os casos “A”, “D” e “G”, nos quais a intensidade da tensão de compressão foi da ordem de 4,0 MPa, os valores dos alongamentos devidos à RAA são significativos

representando em média 12% do encurtamento do pilar imediato ao carregamento. Surpreendentemente, nos três casos, seus valores foram praticamente iguais, quando se esperava que, para o caso em que a taxa de armadura é maior ele fosse menor, face ao efeito de contenção das barras de aço. Entretanto, armaduras com taxas maiores atraem para si esforços normais mais elevados, resultando tensões mais baixas para o concreto, favorecendo assim as deformações por RAA. Assim, nesses casos, 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.

Os campos de tensões na massa de concreto na direção “x” apresentaram-se preponderantemente uniformes, e, a ação da RAA não alterou significativamente suas intensidades de modo que se mantiveram estáveis. Isto está ligado ao fato: de os deslocamentos resultantes da RAA apresentarem valores baixos; de o pilar ser externamente isostático; e, de as taxas de armaduras praticadas serem insuficientes para promoverem um grau de hiperestaticidade interna, elevado o bastante para induzir a redistribuição de tensões. Pelas mesmas razões, as tensões na armadura de aço, também não foram alteradas significativamente mediante a ação da RAA, mantendo-se constantes no transcorrer do tempo observado. Para os casos “A”, “D” e “G”, mantiveram-se estáveis com valor em torno de 40,0 MPa. Para os casos “B”, “E”, e “H” a intensidade das tensões foi de aproximadamente 80 MPa. E, finalmente, para os casos “C”, “F” e “I” seus valores permaneceram no patamar em torno de 120 MPa.

No tocante aos índices de segurança, os resultados obtidos revelaram que, apesar das tensões de compressão terem permanecido inalteradas pela ação da RAA, seus valores apresentaram variações expressivas, ao cúmulo de, para os casos “C”, “F” e “I”, despencarem de 2,0 para 1,0 aos 5000 dias de idade do concreto. Esta redução deve ser atribuída à degradação do concreto pela RAA, promovendo a diminuição de sua resistência à compressão. O valor final ora reportado para o referido índice caracteriza uma condição de grande probabilidade de ruína do material.

A degradação das propriedades físicas do concreto em virtude da RAA também contribuiu para ampliar as deformações por fluência. A partir dos resultados obtidos pode-se constatar que, em todos os casos estudados, os encurtamentos devidos às deformações por fluência foram maiores no material afetado pela RAA do que para o concreto isento da patologia. As diferenças apresentadas foram menores para cargas e taxas de armadura maiores, variando de 30% a 41%.

Os resultados obtidos revelaram que da deterioração do concreto devido à RAA resultaram alívios de tensões por fluência com o tempo, em sua massa, bem maiores das que seriam registradas se o material permanecesse inalterado. Os alívios de tensões são maiores

para as cargas maiores e para as taxas de armaduras maiores. Em elementos estruturais de concreto protendido, deve-se esperar que a deterioração por RAA intensifique a relaxação das cordoalhas de protensão.

Para todos os casos estudados, os aumentos da compressão na armadura do pilar devido às deformações por fluência, foram significativamente maiores para o concreto deteriorado pela RAA. Entretanto, as intensidades finais das tensões solicitantes foram insuficientes para levar o material ao colapso por escoamento. Vale ressaltar que na situação mais extrema, o caso “C”, referente à menor das taxas de armadura, a qual é de 0,75%, a tensão na armadura de aço chegou a uma intensidade de 400 MPa, já considerada próxima da tensão limite de escoamento do aço. Isto deve ser considerado como um sinal de alerta contra o uso de armadura de pilares com taxas inferiores àquelas recomendadas pela NBR 6118/2003.

7.3 – Viga

7.3.1 – Exemplos estudados

Os relatos apresentados nesta seção se referem ao estudo de uma viga de concreto armado com vão de 4,00 m, e seção transversal retangular com 0,15 m de largura e 0,40 m de altura, conforme ilustrado na figura VII.3.1.

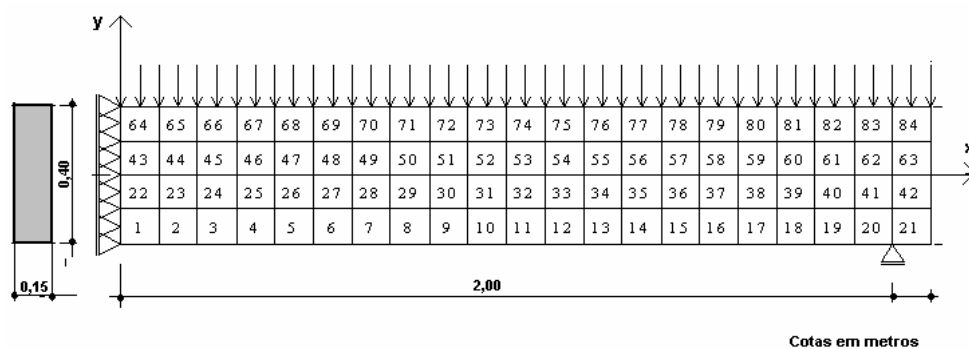


Figura VII.3.1 – Domínio e malha de elementos finitos

Graças à simetria do problema, seu domínio pôde ser representado pela área de formato retangular no plano “xy” com dimensão horizontal de 2,10 m e dimensão vertical de 0,40 m (Figura VII.3.1). Em consequência da forma e das dimensões dos elementos finitos adotados (Seção 7.1) a discretização do domínio resultou em 84 elementos planos e 21 elementos unidimensionais.

Convém observar que há situações da prática da construção civil, nas quais uma estrutura é erigida e a obra interrompida por alguma razão de ordem técnica ou burocrática, permanecendo paralisada por período de tempo que, às vezes, pode chegar a 2 ou 3 anos, ou mais. Na hipótese do projeto prever o revestimento das superfícies dos elementos de concreto armado, e, no decorrer da paralisação da obra elas permanecerem desprovidas do devido revestimento, a massa de concreto ficará susceptível aos agentes ambientais, entre os quais a umidade.

Se o concreto é fabricado com agregado constituído de minerais reativos, essa condição favorecerá o desenvolvimento da RAA de modo que seus efeitos serão suficientes para enfraquecer o concreto significativamente. Conseqüentemente, na fase de utilização da estrutura ou mesmo no decorrer dos serviços de conclusão da obra os elementos estruturais afetados poderão ser levados à ruína mediante solicitação de serviço de intensidade inferior à prevista em projeto.

Com o objetivo de reunir informações úteis à prevenção de situações dessa natureza, a parte inicial desta seção é dedicada à simulação numérica do ensaio de prova de carga de duas vigas idênticas executadas com agregados constituídos de minerais reativos. Será realizada a análise sobre três casos distintos, cada qual caracterizado a partir da área da seção transversal da armadura de tração. Desta forma, nos casos “A”, “B” e “C”, a viga terá seu bordo inferior provido de armadura com área da seção transversal de $1,60 \text{ cm}^2$, $2,50 \text{ cm}^2$ e $4,00 \text{ cm}^2$, respectivamente. Em todos os casos a viga será solicitada por uma sobrecarga uniformemente distribuída ao longo de toda a sua extensão longitudinal. Em cada um dos casos será considerada uma viga ensaiada aos vinte e oito dias após a sua moldagem, quando o efeito expansivo decorrente da RAA ainda não se desenvolveu consideravelmente, e, outra aos 1000 dias de idade do concreto, quando o material já se encontra substancialmente degradado.

A seguir é realizada a simulação numérica das deformações por RAA com o tempo, em vigas idênticas, considerando-se nove casos caracterizados pela intensidade do carregamento solicitante e pela área da seção transversal da armadura de tração (Quadro VII.3.1).

Em todos os casos estudados, será considerado para efeito de análise da tensão normal de compressão no concreto na direção “x”, o ponto de coordenadas $x = 0,011 \text{ m}$ e $y = 0,389 \text{ m}$, situado na região central do bordo superior da viga. A tensão de tração na armadura de aço será avaliada em um ponto de coordenadas $x = 0,011 \text{ m}$ e $y = 0,011 \text{ m}$. O deslocamento tomado como referência para fins de análise é a deflexão transversal de um ponto da linha elástica situado no meio do vão.

Quadro VII.3.1 – Identificação de modelos estudados

Caso	Área da armadura (cm ²)	Carga (kN/m)
D	1,60	8,0
E	1,60	12,5
F	1,60	18,5
G	2,50	8,0
H	2,50	12,5
I	2,50	18,5
J	4,00	8,0
L	4,00	12,5
M	4,00	18,5

7.3.2 – Resultados obtidos

As curvas da figura VII.3.2 revelam que, para o caso “A”, uma carga de 21 kN/m é suficiente para levar a tensão solicitante de compressão no concreto, da viga ensaiada aos 1000 dias de idade, a assumir valor igual à tensão de pico, a qual é da ordem de 14 MPa (Figura VII.3.3). Entretanto, o mesmo não se verifica para a viga ensaiada aos 28 dias, na qual, para este nível de carregamento, a tensão solicitante permanece bem abaixo da tensão de pico correspondente que para o material inalterado é de 20 MPa (Figura VII.3.4). Os casos “B” e “C” apresentam tendência semelhante envolvendo, porém, valores numéricos diferentes, registrando-se cargas de pico aos 1000 dias de idade de 30 kN/m e 36 kN/m, respectivamente.

A partir do campo da figura VII.3.5, constata-se que o deslocamento da viga ensaiada aos 28 dias de idade para uma carga de 24 kN/m foi da ordem de 21 mm. Para a viga ensaiada aos 1000 dias de idade, o deslocamento referente à carga de pico foi da ordem de 30 mm (Figura VII.3.6), sendo, portanto, 43% maior. As vigas dos casos “B” e “C” apresentaram campos de deslocamentos semelhantes. Para o caso “B” as magnitudes dos deslocamentos foram de 17,5 mm e 24,5mm, para os ensaios realizados aos 28 dias e aos 1000 dias, respectivamente, resultando uma diferença de 40%. Para o caso “C” esses valores foram de 16 mm e 24 mm, ao que corresponde uma diferença de 33%.

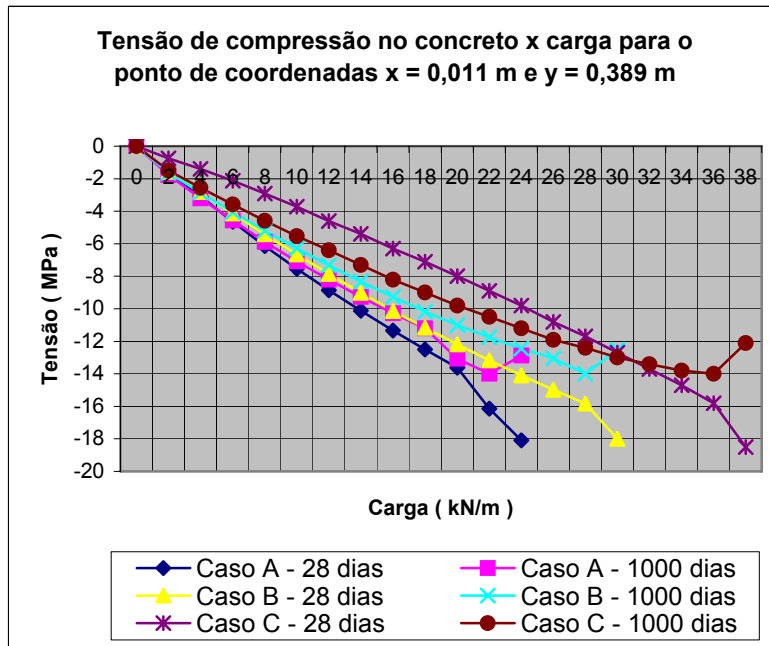


Figura VII.3.2 – Curvas tensão normal x carga

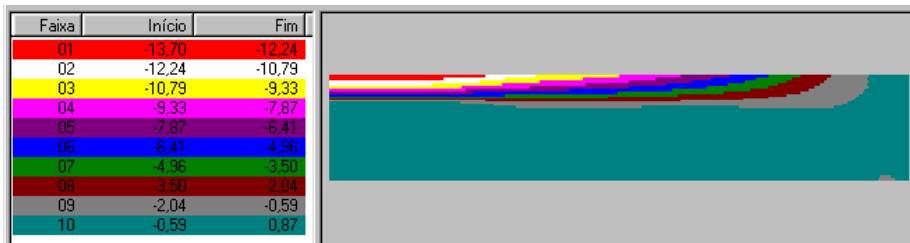


Figura VII.3.3 – Tensões na direção “x” para a carga de pico no ensaio realizado aos 1000 dias

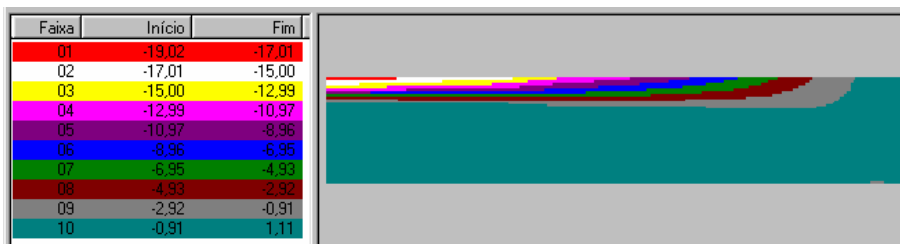


Figura VII.3.4 - Tensões na direção “x” para carga de 24 kN/m no ensaio realizado aos 28 dias

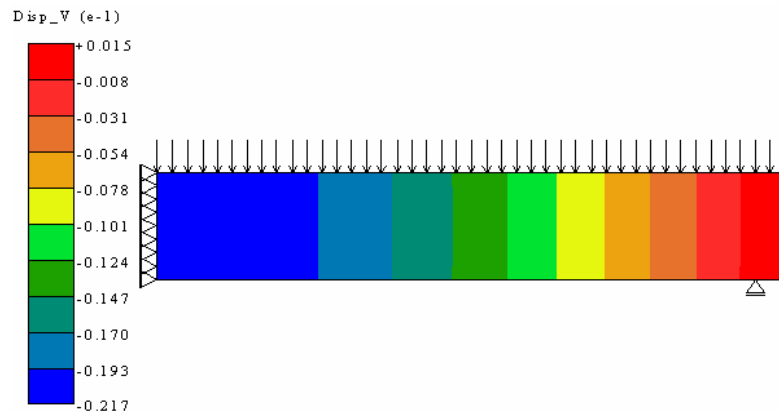


Figura VII.3.5 – Deslocamentos verticais para carga de 24 kN/m e ensaio realizado aos 28 dias

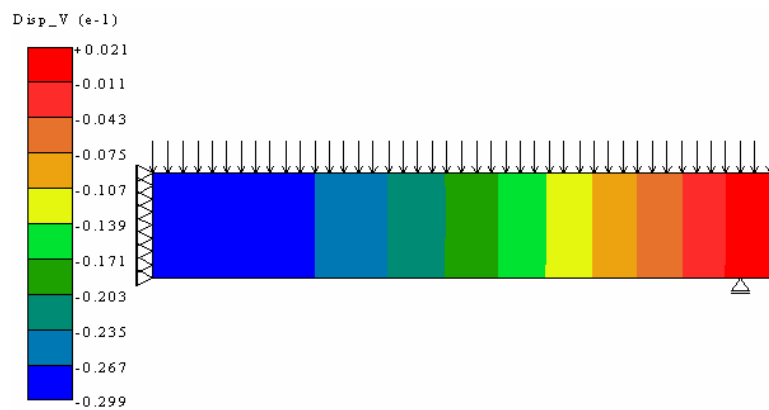


Figura VII.3.6 – Deslocamentos verticais para a carga de pico e ensaio realizado aos 1000 dias

Com referência à análise dos efeitos da RAA com o tempo, o deslocamento referente ao caso “D” aos 10000 dias de idade do concreto (Figura VII.3.7), estabilizou-se em torno de 0,22 mm. Este valor é inferior a 6% da magnitude da deflexão transversal correspondente, imediata ao carregamento, a qual foi da ordem de 4 mm (Figura VII.3.8). Os campos dos deslocamentos devido à RAA, referentes aos demais casos, apresentaram distribuição semelhante, diferindo, sobretudo, nas intensidades envolvidas, as quais, de acordo com o quadro do Apêndice III, foram bem menos significativas, representando percentuais de seu correspondente devido à ação direta do carregamento, ainda menores.

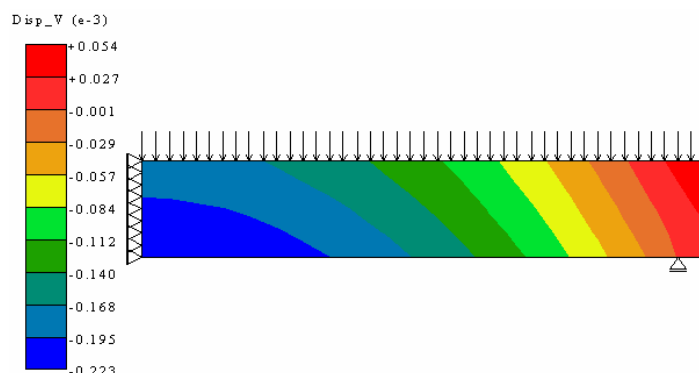


Figura VII.3.7 – Deslocamentos verticais por RAA aos 10000 dias para o caso D

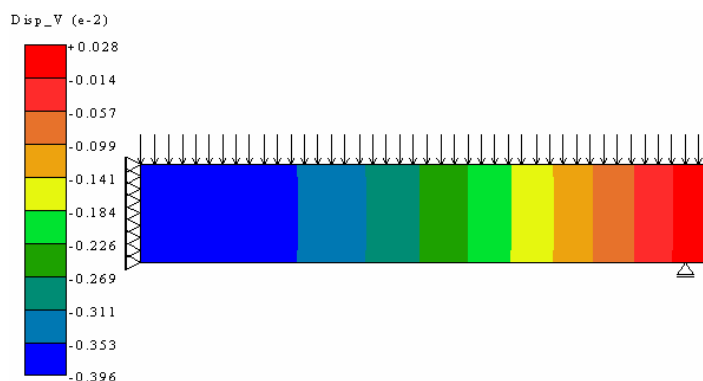


Figura VII.3.8 – Deslocamentos verticais imediatos ao carregamento no caso D

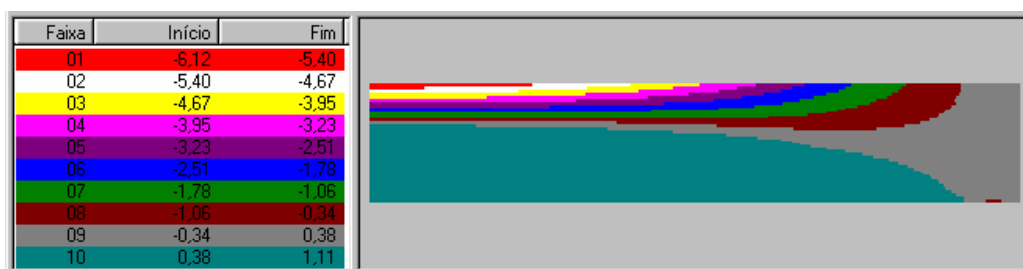
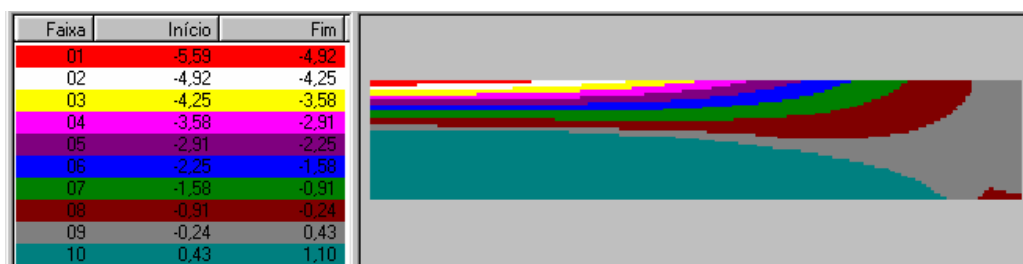
Os resultados do quadro VII.3.2 mostram que, para os casos em que as áreas da seção transversal das armaduras são de $1,60 \text{ cm}^2$ e $2,50 \text{ cm}^2$, os deslocamentos por RAA são relativamente menores na medida em que a intensidade do carregamento é maior. O caso em que a área da seção transversal da armadura é de $4,00 \text{ cm}^2$ foge levemente a esta tendência. Para os casos em que a intensidade das cargas solicitantes são iguais a $8,0 \text{ kN/m}$ e $18,5 \text{ kN/m}$ os deslocamentos por RAA são relativamente menores na medida em que a taxa de armadura é maior. O caso em que a intensidade da carga é igual a $12,5 \text{ kN/m}$ foge a essa regra.

A partir da análise das figuras VII.3.9 e VII.3.10 constata-se que, para o caso “D”, a intensidade da tensão de compressão no ponto de referência apresentou pequena variação como decorrência do desenvolvimento da RAA, verificando-se um alívio discreto de tensões. Por outro lado foi registrada uma ampliação perceptível da região comprimida da viga. Os demais casos apresentaram tendência qualitativa idêntica (Figura VII.3.11), registrando-se descompressão mais relevante no caso “J” que foi de 11,5% (Apêndice III).

Quadro VII.3.2 – Deslocamentos no centro do vão da viga

Caso	Deslocamento (mm)		
	Carregamento	RAA (1200 dias)	Acréscimo (%)
D	-4,0	-0,14	3,5
E	-7,1	-0,10	1,4
F	-11,6	-0,10	0,9
G	-3,1	-0,06	1,9
H	-5,5	-0,09	1,6
I	-8,8	-0,07	0,8
J	-2,5	-0,03	1,0
L	-4,2	-0,02	0,5
M	-6,6	-0,04	0,6

Os resultados apresentados no quadro VII.3.3 indicam que, para as cargas de 12,5 kN/m e 18,5 kN/m, o alívio de tensão de compressão é tanto menor quanto maior for a taxa de armadura. Os casos referentes às cargas de 8,0 kN/m fugiram dessa tendência. Não foi constatada nenhuma tendência regular no tocante à influência da taxa de armadura na intensidade da decompressão provocada no concreto pela RAA.

**Figura VII.3.9 – Tensões na direção “x” imediatas ao carregamento referente ao caso D****Figura VII.3.10 – Tensões na direção “x” por RAA aos 10000 dias para o caso D**

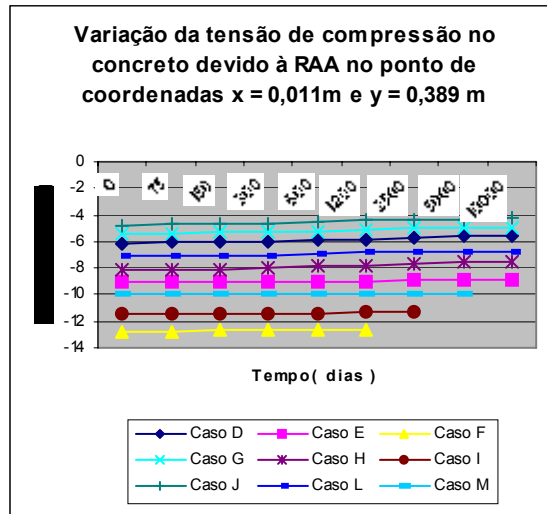


Figura VII.3.11 – Tensão de compressão no concreto com a RAA

Quadro VII.3.3 – Tensões no concreto

Tensão em MPa no concreto no ponto de coordenadas $x = 0,011\text{ m}$ e $y = 0,389\text{ m}$			
Caso	Carregamento	RAA (1200 dias)	Diferença (%)
D	-6,1	-5,8	4,9
E	-9,1	-9,0	1,1
F	-12,8	-12,6	1,6
G	-5,4	-5,1	5,6
H	-8,2	-7,8	4,9
I	-11,42	-11,32	0,8
J	-4,8	-4,4	8,3
L	-7,1	-6,8	4,2
M	-10,0	-9,8	2,0

O exame das curvas da figura VII.3.12 mostra que, em todos os casos estudados, o efeito expansivo da RAA promoveu a redução do índice de segurança referente à tensão de compressão. Para os casos “E”, “F”, “I”, e “M”, essa redução culminou com uma situação de alta probabilidade de ruína do concreto por esmagamento, verificada, respectivamente, aos 10000, 1200, 2500 e 5000 dias de idade do concreto (Quadro VII.3.4). Observa-se que quanto maior a carga e quanto menor a taxa de armadura a condição de ruína é mais precoce.

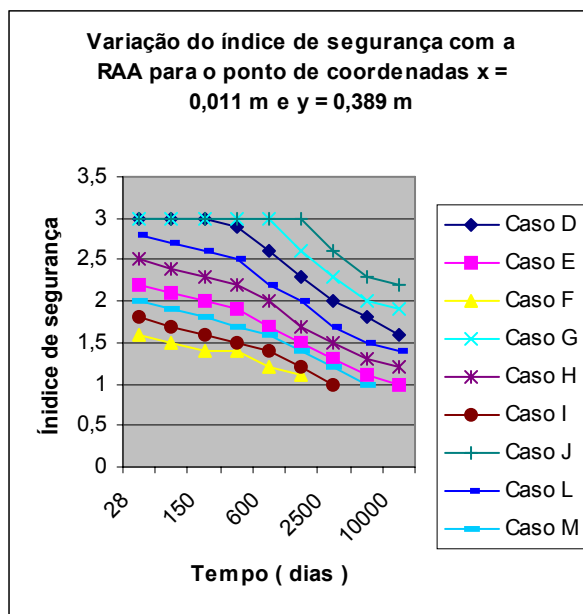


Figura VII.3.12 – Índices de segurança com a RAA

Quadro VII.3.4 – Índices de segurança para tensão de compressão no concreto com a RAA

	Índice de segurança no ponto de coordenadas $x = 0,011$ m e $y = 0,389$ m		
Caso	Carregamento	RAA	Idade(dias)
D	3,0	1,6	10000
E	2,2	1,0	10000
F	1,6	1,1	1200
G	3,0	1,9	10000
H	2,5	1,2	10000
I	1,8	1,0	2500
J	3,0	2,2	10000
L	2,8	1,4	10000
M	2,0	1,0	5000

As curvas da figura VII.3.13 e o quadro do Apêndice III, revelam que, em todos os casos estudados, as variações nas intensidades das tensões nas barras da armadura devidas às deformações por RAA não foram relevantes.

De acordo com a figura VII.3.14, o deslocamento por fluência da viga do caso "D", aos 10000 dias de idade do concreto, foi de 2,7 mm para o concreto não afetado pela RAA. Este valor foi 37% maior para o material deteriorado, atingindo os 3,7 mm (Figura VII.3.15). Para os demais casos também ocorreram ampliações dos deslocamentos por fluência em razão da degradação do material por RAA. Os resultados do quadro do Apêndice III mostram que, para o

caso “L”, se verificou a maior das ampliações de deslocamento, com uma diferença percentual da ordem de 48%.

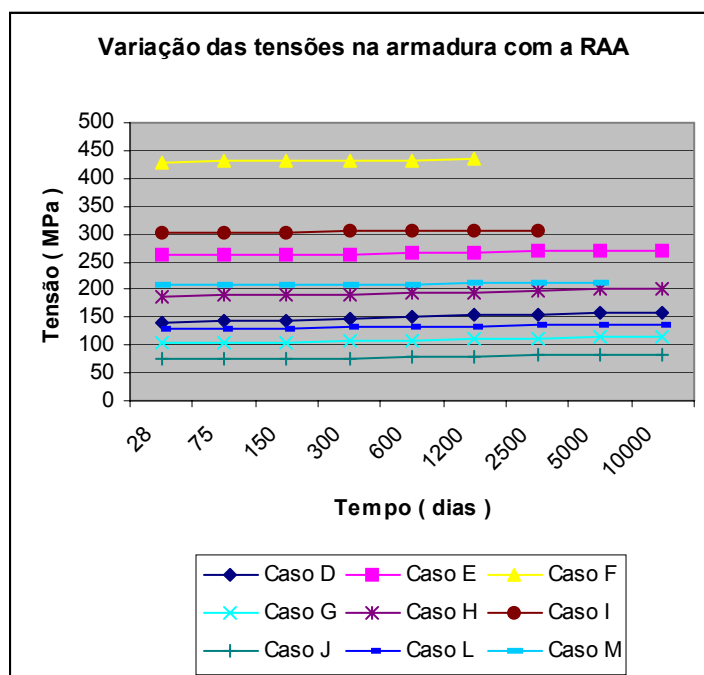


Figura VII.3.13 – Tensões na armadura de aço

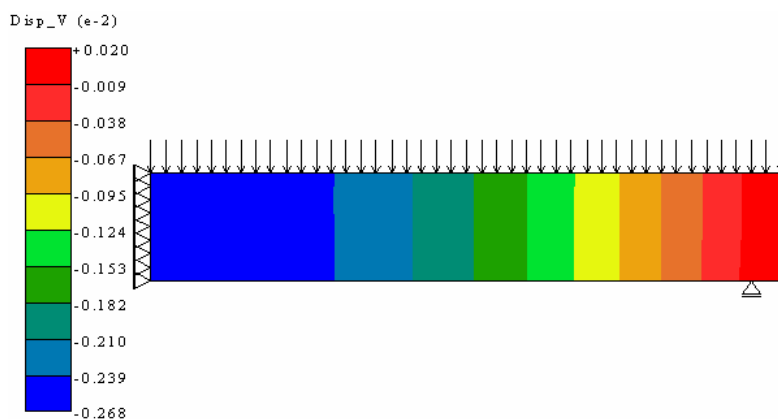


Figura VII.3.14 – Deslocamentos verticais por fluência aos 10000 dias

A ampliação dos deslocamentos por fluência, em virtude da degradação promovida pela RAA, é maior na medida em que as intensidades do carregamento solicitante são maiores (Quadro VII.3.5). Entretanto, não se configurou uma tendência monotônica na relação entre as taxas de armadura e a intensificação dos referidos deslocamentos.

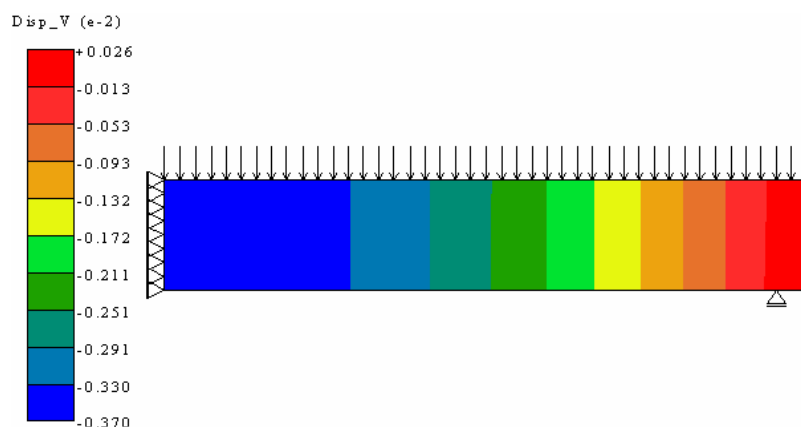


Figura VII.3.15 – Deslocamentos verticais por fluência com RAA aos 10000 dias

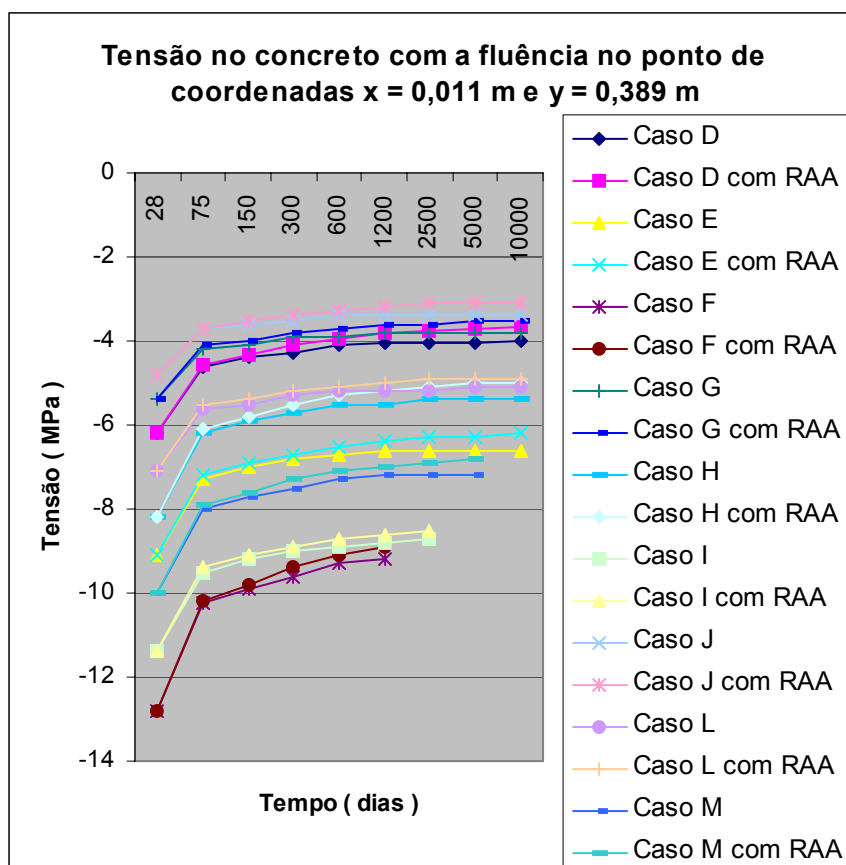
Quadro VII.3.5 – Deslocamentos devidos à fluência aos 1200 dias de idade do concreto

Caso	Deslocamento (mm)		
	Fluência	Fluência com RAA	Diferença(%)
D	-2,5	-2,8	12,0
E	-3,3	-3,8	15,2
F	-4,4	-5,1	15,9
G	-2,1	-2,3	9,5
H	-2,9	-3,3	13,8
I	-3,9	-4,6	18,0
J	-1,8	-2,0	11,0
L	-2,5	-2,8	12,0
M	-3,4	-3,9	15,0

Conforme as curvas da figura VII.3.16, o alívio de tensões no concreto, característico das deformações por fluência, foi mais expressivo para o material afetado pela RAA. Para o ponto de referência, a diferença entre a tensão no material sadio e a tensão no material degradado foi, aos 10000 dias de idade do concreto, de até 7,7% (Apêndice III). Entretanto, não há tendência monotônica da ampliação do alívio de tensões no concreto, nem com respeito à taxa de armadura, nem com respeito à intensidade do carregamento solicitante.

Quadro VII.3.6 – Tensões de compressão no concreto com a fluência

Tensão em MPa aos 1200 dias no ponto de coordenadas x = 0,011 m e y = 0,389 m			
Caso	Fluência	Fluência com RAA	Diferença(%)
D	-4,1	-3,8	7,3
E	-6,6	-6,4	3,0
F	-9,2	-8,9	3,3
G	-3,8	-3,6	5,3
H	-5,5	-5,2	5,5
I	-8,8	-8,6	2,3
J	-3,4	-3,2	5,9
L	-5,2	-5,0	3,8
M	-7,2	-6,9	4,2

**Figura VII.3.16 – Tensões de compressão no concreto com a fluência**

As curvas da figura VII.3.17, ressaltam que, o aumento de tensões na armadura de aço, característico das deformações por fluência, foi levemente acentuado pelo efeito deletério da RAA. Aos 10000 dias de idade do concreto a diferença entre a tensão na armadura para o concreto sadio e para o material degradado foi de até 7,6% (Apêndice III). Verifica-se que as

ampliações do aumento de tensão são tanto menos proeminentes quanto maior for a intensidade do carregamento, não se constatando comportamento monotônico com respeito à diversidade da taxa de armadura.

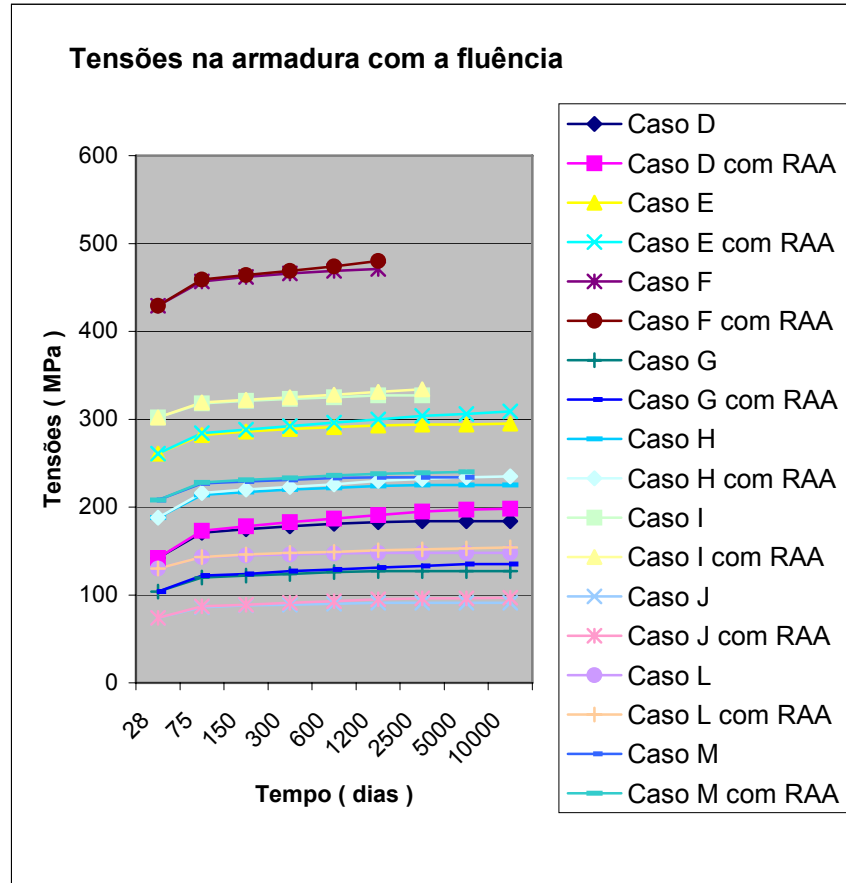


Figura VII.3.17 – Tensões na armadura de aço com a fluência

Quadro VII.3.7 – Tensões na armadura com a fluência aos 1200 dias

Caso	Tensão na armadura (MPa)		
	Fluência	Fluência com RAA	Diferença(%)
D	183	191	4,4
E	293	300	2,4
F	471	479	1,7
G	126	132	4,8
H	224	230	2,7
I	327	331	1,2
J	91	95	4,4
L	148	151	2,0
M	234	238	1,7

Em todos os casos estudados, o desenvolvimento da RAA produziu aumento de intensidade nas tensões de tração na direção “y”, na região central do bordo inferior da viga, verificando-se distribuições semelhantes àsquelas ilustradas nos campos das figuras VII.3.18 e VII.3.19.



Figura VII.3.18 – Tensões na direção “y” imediatas ao carregamento



Figura VII.3.19 – Tensões na direção “y” por RAA aos 10000 dias

7.3.3 – Análise dos resultados

A comparação entre resultados obtidos da simulação do ensaio com medição de deformações realizado após transcorridos 28 dias e os resultados referentes aos ensaios realizados aos 1000 dias de idade do concreto, revelou que o efeito deletério da RAA promoveu redução de desempenho mecânico da viga. Constatou-se que, para o material afetado pela RAA, a tensão de pico verificou-se para carregamentos de intensidade bem menor que aquela registrada para o material íntegro. Outro sinal inequívoco da degradação do material devida aos efeitos da RAA foi a redução da rigidez do material, traduzida pela incidência de deslocamentos maiores nas vigas ensaiadas aos 1000 dias comparados com os seus valores correspondentes para as vigas ensaiadas aos 28 dias. As diferenças registradas foram da ordem de 43%, 40% e 33%, para os casos “A”, “B”, e, “C”, respectivamente.

Embora tenha sido constatada alguma exceção, os deslocamentos por RAA com o tempo representaram percentuais do deslocamento imediato ao carregamento que são tanto

menores quanto maiores as intensidades do carregamento, e maiores as taxas de armação. Este comportamento está associado ao efeito de contenção tanto das armaduras quanto das tensões de compressão no concreto. De forma generalizada, os deslocamentos por RAA apresentaram valores muito pequenos, quando comparados com os seus correspondentes associados à ação direta do carregamento.

Esta realidade, aliada ao fato de a viga ser externamente isostática, e que o grau de hiperestaticidade interna do conjunto é insuficiente para redistribuir tensões, fez com que os campos de tensões apresentassem variações pouco expressivas. O quadro de modificações inclui o alívio de tensões de compressão na região central do bordo superior. Observa-se que o alívio de tensões é menos evidente para os casos nos quais as intensidades das tensões iniciais de compressão são maiores, o que deve ser atribuído ao seu efeito inibidor sobre as deformações por RAA. A influência do efeito de contenção das armaduras, nesse aspecto em particular, não se fez sentir com clareza.

Ainda como consequência natural dos pequenos deslocamentos devidos ao efeito expansivo da RAA, as variações resultantes das tensões nas barras da armadura de aço foram muito pouco expressivas. Observa-se, inclusive, que as intensidades das tensões solicitantes ficaram abaixo do limite de escoamento do aço.

Embora os resultados apresentados tenham mostrado a ocorrência de um alívio de tensões de compressão na região mais crítica da massa de concreto das vigas, constatou-se redução dos índices de segurança correlatos em todos os casos estudados. Nos casos “E”, “F”, “I”, e “M”, especificamente, estas reduções foram drásticas, ao limite de induzir uma condição de alta probabilidade de ruína por esmagamento, em prazo inferior a 10000 dias. Este quadro assim evoluiu em virtude da degradação das propriedades mecânicas do concreto em decorrência da RAA, traduzido, principalmente pela redução da sua resistência à compressão.

Verificou-se, sobretudo, que, quanto maior a intensidade da carga solicitante tanto mais prematuramente a condição de ruína ocorreu, haja vista que o índice de segurança inicial referente à carga solicitante já apresentasse os valores menores. E, que quanto maior a taxa de armadura mais tardiamente esta condição foi atingida, em razão do efeito de contenção de deformações próprio da armadura.

Os resultados obtidos indicam uma ampliação das deformações por fluência em decorrência da deterioração do concreto pela RAA, a qual é mais proeminente na medida em que as intensidades do carregamento solicitante são maiores. Isto se deve à preponderância da influência direta da intensidade das tensões de compressão. Por outro lado, não se detectou uma tendência monotônica na relação das taxas de armadura com a intensificação dos referidos deslocamentos. Isto se deve ao fato de o fenômeno envolver fatores com influências

notadamente contrárias. Se, por um lado, as taxas de armadura maiores contêm as deformações por fluência pelo efeito de atirantamento promovido por suas barras no bordo inferior da viga, por outro lado, podem contribuir, em razão da expansão por RAA, para a ampliação da região comprimida favorecendo assim as deformações por fluência.

As ampliações da deformação por fluência face à degradação do concreto pelo efeito da RAA, não se refletiram substancialmente na distribuição das tensões de compressão no concreto nem de tração na armadura, as quais apresentaram variações de magnitude mais modesta. Além do mais, neste aspecto em particular, não se caracterizou uma tendência monotônica nem com respeito à taxa de armadura nem com respeito à intensidade do carregamento solicitante, o que deve ser atribuído à diversidade e à complexidade dos fatores intervenientes.

Em todos os casos estudados, o desenvolvimento da RAA produziu aumento de intensidade nas tensões de tração na direção “y”, na região central do bordo inferior da viga. A relevância deste comportamento reside no fato de que a alteração observada pode contribuir significativamente para a redução da aderência entre as barras de aço e a massa de concreto, comprometendo assim o desempenho mecânico do conjunto.

7.4 - Pilar Parede

7.4.1 – Exemplos estudados

O pilar parede objeto de estudo desta seção tem 3,00 m de altura, com seção transversal retangular de 1,40 m de largura e 0,20 m de espessura. Seu carregamento solicitante será constituído por uma carga uniformemente distribuída aplicada ao longo da largura da seção transversal do seu topo. Uma vez aproveitada a simetria do problema seu domínio no plano “xy” ficou definido pelo formato e pelas dimensões apresentados na figura VII.4.1. Considerando-se os elementos finitos caracterizados segundo o formato e as dimensões definidos na seção 7.1, a discretização do domínio resultou em uma malha formada por 210 elementos planos e 90 elementos unidimensionais.

Para efeito de representação gráfica do pilar nesta seção, seu eixo vertical está rotacionado de 90°, de modo a coincidir com a direção “x” do Sistema Cartesiano tomado como referência.

O elemento estrutural será analisado considerando-se nove casos diferenciados entre si pelo carregamento ou pela taxa de armadura, conforme discriminado no quadro VII.4.1. O parâmetro “ ρ ” representa a porcentagem geométrica de armadura, definida mediante a razão

entre a área da seção transversal da armadura e a área da seção transversal bruta de concreto do pilar.

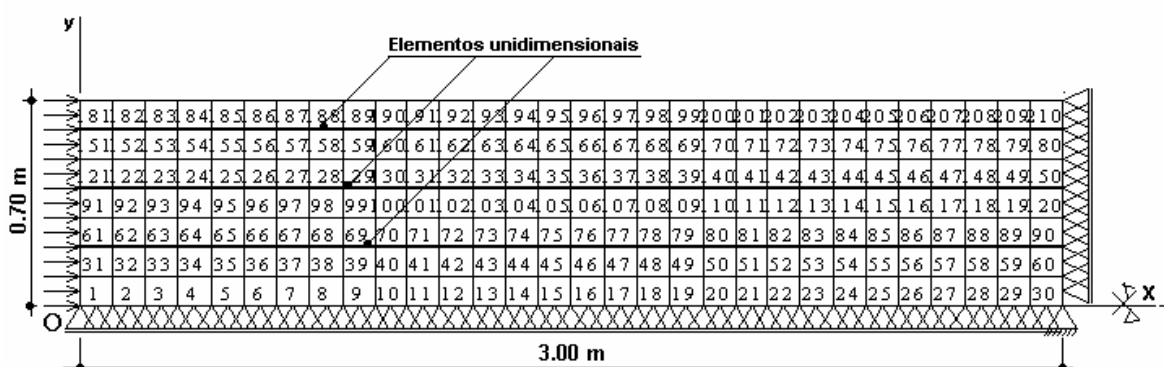


Figura VII.4.1 - Domínio do problema

Quadro VII.4.1 - Modelos estudados para o pilar parede

Caso	$\rho(\%)$	Nº de barras	Bitola (mm)	CARGA (kN/m)
A	0,68	24	10	600,0
B	0,68	24	10	1000,0
C	0,68	24	10	2150,0
D	1,35	24	20	600,0
E	1,35	12	20	1000,0
F	1,35	12	20	2500,0
G	2,70	24	20	600,0
H	2,70	24	20	1000,0
I	2,70	24	20	2500,0

Para efeito da análise realizada nesta seção, no tocante à verificação da segurança ao esmagamento mediante as tensões de compressão no concreto, tomou-se como referência o ponto de coordenadas $x = 2,989$ m e $y = 0,011$ m.

7.4.2 - Resultados obtidos

Para o caso "B", o campo da figura VII.4.2 assinala um deslocamento no topo do pilar, referente à ação exclusiva da RAA, de aproximadamente 0,05 mm, aos 10000 dias de idade do concreto. Este valor representa 7% do encurtamento imediato ao carregamento, o qual foi da ordem de 0,73 mm (Figura VII.4.3). Para os demais casos estes valores podem ser observados no quadro do Apêndice 4. O deslocamento de maior amplitude foi de 0,09 mm, registrado para

os casos “A”, “D”, e, “G”, representando um percentual da ordem de 22% do deslocamento imediato ao carregamento.

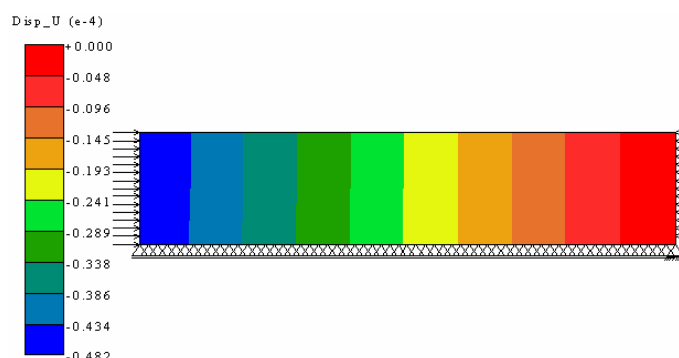


Figura VII.4.2 - Deslocamentos na direção “x” por RAA aos 10000 dias para o caso B

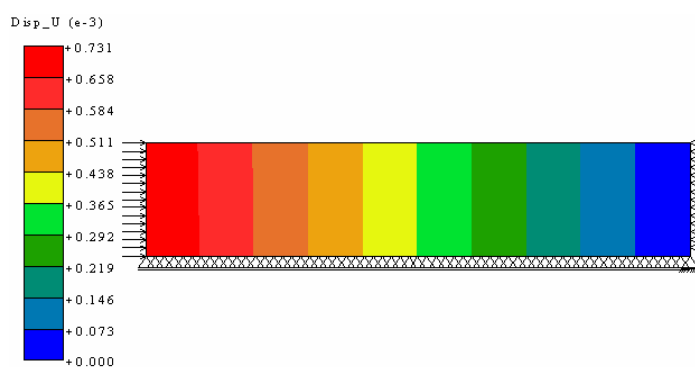


Figura VII.4.3 - Deslocamentos imediatos na direção “x” para o caso B

A partir do quadro VII.4.2 constata-se que, para uma mesma taxa de armadura, os deslocamentos por RAA, quando comparados com os seus correspondentes associados à ação direta do carregamento, são menores na proporção em que a intensidade da carga é maior, e, que, a taxas de armadura maiores correspondem deslocamentos por RAA maiores.

No tocante às tensões de compressão no concreto na direção “x”, observa-se que sua distribuição pode ser considerada uniforme. Para os casos em que os deslocamentos por RAA foram menores, o efeito da RAA com o tempo não promoveu alterações sensíveis na distribuição dos campos (Figuras VII.4.4 e VII.4.5). Nos casos em que os deslocamentos por RAA apresentaram magnitudes maiores, constataram-se alterações mais perceptíveis nos campos de tensões (Figuras VII.4.6 e VII.4.7). Contudo, as variações de ordem numérica não foram significativas, como pode ser constatado a partir das curvas da figura VII.4.8. À exceção do caso “G”, para o qual a variação em intensidade envolvida chegou aos 8%, nos demais casos manteve-se inferior a 4% (Apêndice 4).

Quadro VII.4.2 – Deslocamentos por RAA aos 2500 dias de idade do concreto

Caso	Deslocamento (mm)		
	Carregamento	RAA	Diferença (%)
A	0,43	-0,074	17,20
B	0,73	-0,037	5,10
C	1,70	-0,001	0,14
D	0,40	-0,073	18,30
E	0,70	-0,039	5,60
F	1,90	-0,003	0,16
G	0,36	-0,071	19,70
H	0,60	-0,038	6,30
I	1,64	-0,005	0,30

**Figura VII.4.4 - Tensões na direção “x” para as deformações imediatas referente ao caso E****Figura VII.4.5 - Tensões na direção “x” com RAA aos 10000 dias referente ao caso E****Figura VII.4.6 - Tensões na direção “x” para as deformações imediatas referente ao caso B**



Figura VII.4.7 - Tensões na direção “x” com RAA aos 10000 dias referente ao caso B

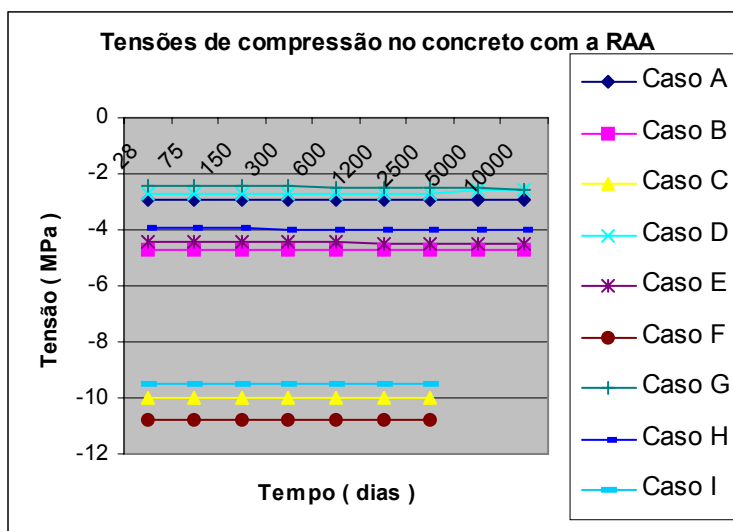


Figura VII.4.8 - Tensões de compressão no concreto com a RAA

Pode-se constatar que, na maioria dos casos, a RAA promoveu redução no valor do índice de segurança referente às tensões de compressão (Figura VII.4.9). Para os casos “C”, “F” e “I”, registraram-se valores bem próximos da unidade, já aos 2500 dias.

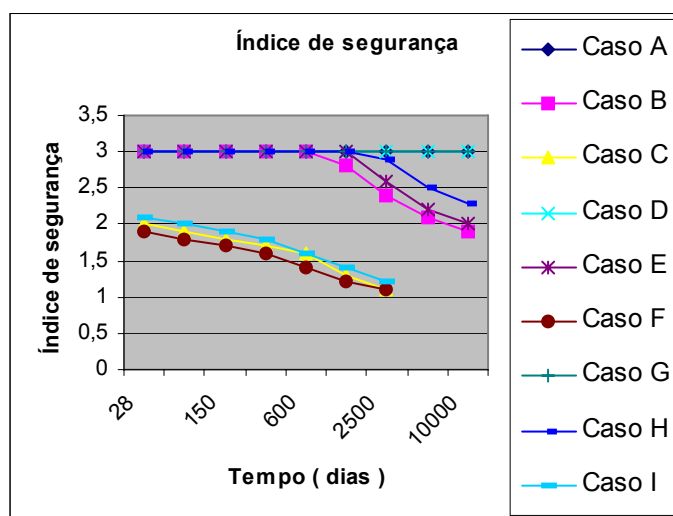


Figura VII.4.9 - Índice de segurança com o tempo

As variações das tensões na armadura decorrentes do efeito expansivo da RAA estão mostradas na figura VII.4.10. Para os casos “A”, “D” e “G” as variações nas intensidades foram maiores que 20%, enquanto para os demais ficaram abaixo dos 10% (Apêndice 4).

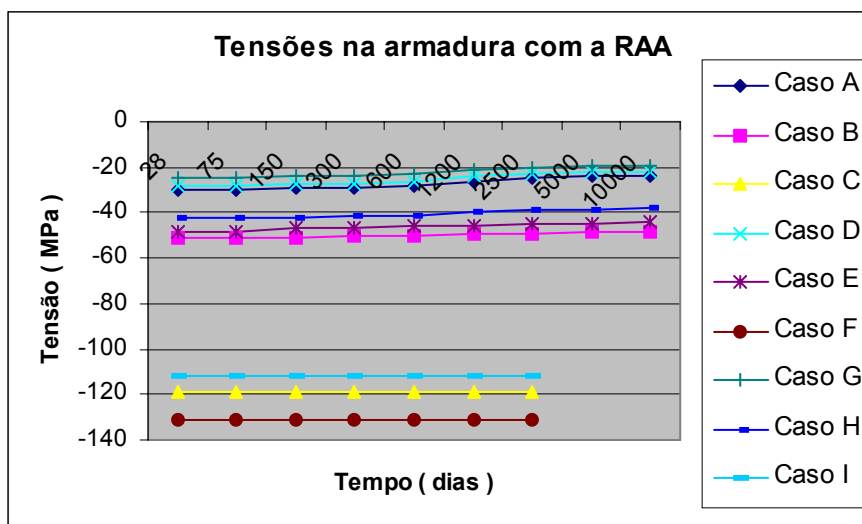


Figura VII.4.10 - Tensões na armadura com a RAA

De acordo com o campo da figura VII.4.11, para o caso “B”, o deslocamento do topo do pilar na direção “x” aos 10000 dias de idade do concreto, devido exclusivamente ao efeito das deformações por fluência, foi da ordem de 1,3 mm. Quando se considera o desenvolvimento simultâneo dos efeitos da fluência e da RAA, o deslocamento registrado para o topo do pilar foi da ordem de 1,9 mm (Figura VII.4.12) representando uma ampliação da ordem de 51% em relação àquele referente ao material inalterado pela reação. Em todos os casos estudados verificou-se comportamento semelhante, diferindo nos valores numéricos, como pode ser visto no quadro do Apêndice 4. Constata-se que a maior ampliação verificada refere-se ao caso “A” e a menor ao caso “I”, registrando-se diferenças de 52% e 21%, respectivamente.

Para as taxas de armadura de 0,68% e 1,37% a ampliação dos deslocamentos por fluência apresentaram o mesmo valor para todas as intensidades de carregamento (Quadro VII.4.3). Quanto à taxa de armadura de 2,70%, para as cargas de intensidade maior as diferenças foram menores. A ampliação nos deslocamentos por fluência em decorrência da degradação por RAA foi menor para as taxas de armadura maiores.

Em decorrência da ação exclusiva da fluência verificou-se para o caso “D”, uma redução na intensidade da tensão de compressão no concreto de $-2,7$ MPa para $-2,1$ MPa, resultando uma descompressão da ordem de 21% (Apêndice 4). Na hipótese da fluência desenvolver-se acompanhada da degradação do material por RAA, a tensão de compressão

no concreto caiu para $-1,9$ MPa, que corresponde a um decréscimo percentual de tensão de 30%. Consta-se, portanto, uma ampliação na descompressão de 9%, quando o material é deteriorado pela reação.

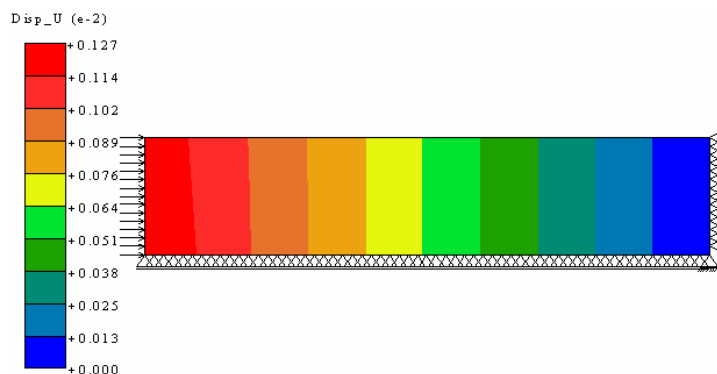


Figura VII.4.11 - Deslocamentos por fluência na direção "x" aos 10000 dias para o caso B.

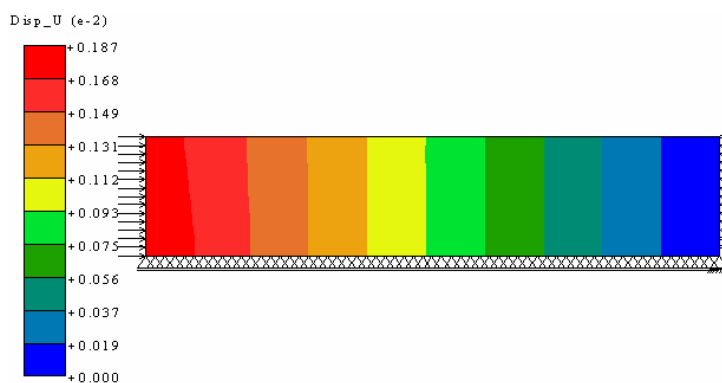


Figura VII.4.12 - Deslocamentos por fluência com RAA na direção "x" aos 10000 dias (Caso B)

Quadro VII.4.3 – Deslocamentos por fluência aos 2500 dias de idade do concreto

Caso	Deslocamento (mm)		
	Fluência	Fluência com RAA	Diferença(%)
A	0,75	0,97	29
B	1,23	1,59	29
C	2,58	3,34	29
D	0,64	0,82	28
E	1,04	1,33	28
F	2,5	3,20	28
G	0,48	0,62	29
H	0,79	0,97	23
I	1,9	2,30	21

As curvas da figura VII.4.13 mostram que, em todos os casos estudados, a descompressão do concreto característica da fluência, apresentou ampliação em decorrência da degradação do material pela RAA. A maior das diferenças observadas foi de 16%, a qual se refere ao caso “H”, enquanto a menor, da ordem de 4%, refere-se ao caso “A” (Apêndice 4).

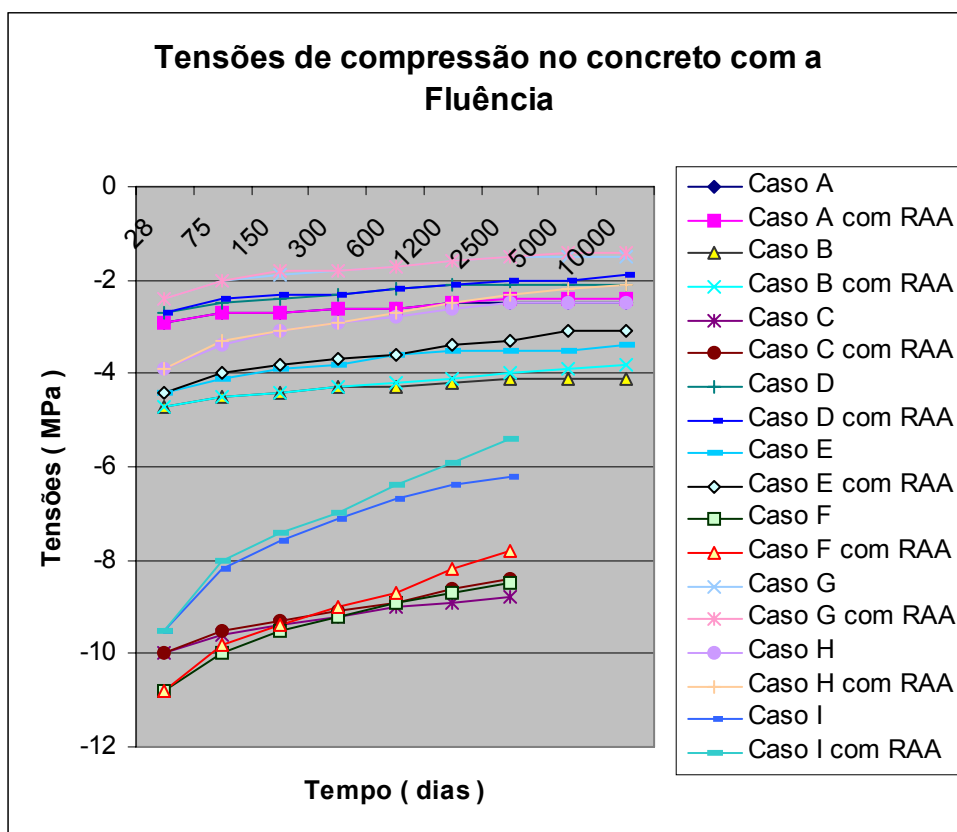


Figura VII.4.13 - Tensões de compressão no concreto com a fluência

Analisando-se os resultados do quadro VII.4.4, constata-se que, para a taxa de armadura de 0,68%, não se identifica uma tendência monotônica no que diz respeito à ampliação da descompressão do concreto com relação à intensidade do carregamento. Para as demais taxas de armadura verifica-se que a ampliação da descompressão é tanto maior quanto maior a intensidade do carregamento. Para a carga de 600 kN/m, não se verifica uma tendência monotônica no que concerne à descompressão do concreto com a taxa de armadura. Entretanto, para as demais intensidades de carregamento verificou-se que a ampliação da descompressão é tanto maior quanto maior for a taxa de armadura.

Conforme o quadro do Apêndice 4, para o caso “D”, em decorrência da ação exclusiva da fluência a intensidade da tensão na armadura elevou-se de -28 MPa para -73 MPa, representando um aumento percentual da ordem de 160%. Na hipótese da fluência desenvolver-se acompanhada da degradação do material por RAA, a tensão na armadura

aumentou para -86 MPa, o que corresponde a uma acréscimo percentual de 207%. Verifica-se, desta forma, uma ampliação de sobre-tensão da ordem de 18%. As curvas da figura VII.4.14 mostram que, em todos os casos estudados, a sobre-tensão na armadura característica da fluência, apresentou ampliação em decorrência da degradação do material pela RAA. A maior das diferenças observadas foi de 29%, a qual se refere ao caso “B”, enquanto a menor, da ordem de 9%, se refere ao caso “G” (Apêndice 4).

Quadro VII.4.4 – Tensões de compressão no concreto com a fluência aos 2500 dias de idade do concreto

Caso	Tensão de compressão no concreto (MPa)		
	Fluência	Fluência com RAA	Diferença(%)
A	-2,5	-2,4	4,0
B	-4,1	-4,0	2,4
C	-8,8	-8,4	4,5
D	-2,1	-2,0	4,8
E	-3,5	-3,3	5,7
F	-8,5	-7,8	8,2
G	-1,5	-1,5	0
H	-2,5	-2,3	8,0
I	-6,2	-5,4	12,9

Mediante a análise dos resultados constantes do quadro VII.4.5, conclui-se que a ampliação da sobre-tensão na armadura de aço devido a ação deletéria da RAA é tanto maior quanto maior for o carregamento e quanto menor for a taxa de armadura.

O efeito de Saint Venant, caracterizado pela concentração de tensões de tração perpendiculares à direção do carregamento, que se desenvolve na região da vizinhança da superfície de aplicação das cargas, manifestou-se em alguns casos. Tanto a área de abrangência do efeito quanto as intensidades das tensões envolvidas, apresentaram crescimento em função do desenvolvimento das deformações lentas. Para a fluência do concreto degradado pela RAA as intensidades das tensões assumiram valores ainda maiores. Em alguns casos, a exemplo do caso “I” (Figuras VII.4.15 a VII.4.19), embora a intensidade das tensões de tração não tenha atingido o valor da resistência inicial à tração do concreto, o índice de segurança correspondente reduziu-se para 1,2.

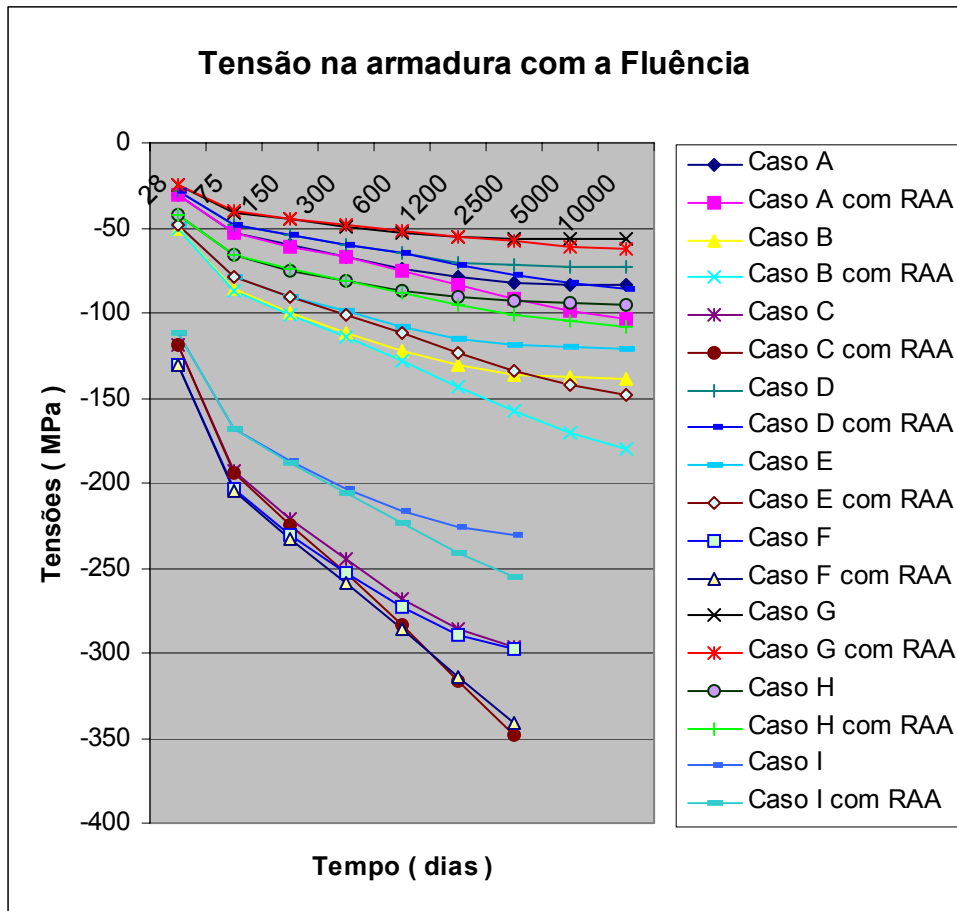


Figura VII.4.14 - Tensões na armadura com a fluência

Quadro VII.4.5 – Tensões na armadura com a fluência aos 2500 dias de idade do concreto

Caso	Tensão na armadura (MPa)		
	Fluência	Fluência com RAA	Diferença(%)
A	82	92	12,2
B	136	158	16,2
C	300	350	16,7
D	72	78	8,3
E	119	134	12,6
F	300	340	13,3
G	57	58	1,8
H	93	101	8,6
I	231	255	10,4

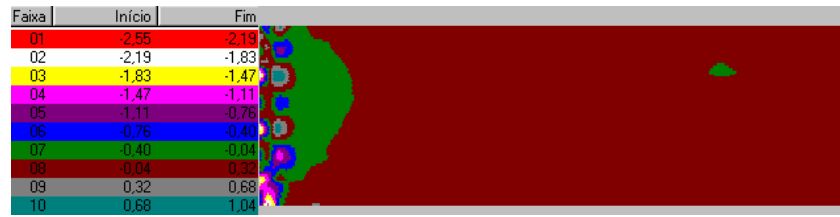


Figura VII.4.15 - Tensões na direção “y” para as deformações imediatas para o caso “I”



Figura VII.4.16 - Tensões na direção “y” com RAA aos 2500 dias para o caso “I”

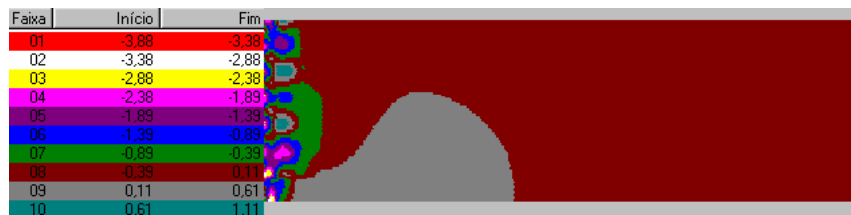


Figura VII.4.17 - Tensões na direção “y” com fluência aos 2500 dias para o caso “I”

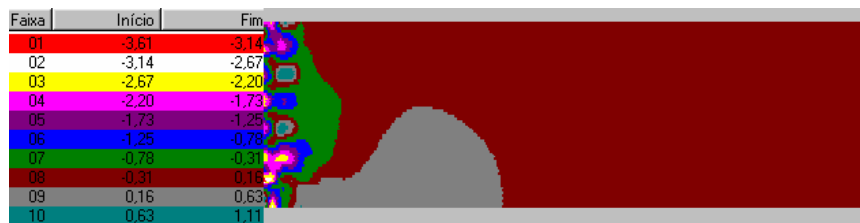


Figura VII.4.18 - Tensões na direção “y” por fluência com RAA aos 2500 dias para o caso “I”



Figura VII.4.19 - Índice de segurança para fluência e RAA aos 2500 dias na direção “y” para o caso “I”

7.4.3 – Análise dos resultados

Os resultados obtidos indicaram deslocamentos por RAA menores para as cargas de intensidade maiores. Esta constatação está associada ao fato de as intensidades das tensões de compressão inibirem as expansões por RAA. Para taxas de armadura maiores os deslocamentos por RAA foram maiores. Esse comportamento é devido ao fato de taxas de armadura maiores, atraírem para si esforço normal de maior intensidade, resultando em tensões de compressão menores na massa de concreto que, em consequência, fica com mais liberdade para se expandir.

A análise dos resultados obtidos revela que as deformações decorrentes da RAA não promoveram redistribuição significativa de tensões. Este comportamento é devido, em parte, à pequena magnitude registrada para as expansões, e, por outro lado ao pequeno grau de indeterminação estática a nível global dos sistemas estudados. Pelos mesmos motivos, as variações das tensões na armadura de aço, acompanharam a tendência da distribuição das tensões de compressão na massa de concreto. Entretanto, as variações registradas foram um pouco maiores, chegando, nos casos “A” e “D” a atingir o percentual de 20%.

Apesar de as alterações decorrentes da RAA verificadas nos campos referentes às tensões de compressão terem sido discretas, registraram-se variações relevantes nos índices de segurança correspondentes. Este comportamento é devido ao efeito deletério da reação, que culminou com uma condição de alta probabilidade de ruína por esmagamento, nos casos “C”, “F” e “I”, para os quais os valores do índice de segurança na época do carregamento, eram os menores dentre os casos estudados.

Os resultados obtidos revelaram a ampliação dos deslocamentos por fluência em razão da degradação do concreto pela RAA, que nas situações mais extremas resultaram em diferenças de até 52%, aos 10000 dias de idade do concreto. Verifica-se, contudo, que as diferenças apresentadas, não foram influenciadas substancialmente pela taxa de armadura ou pela intensidade do carregamento atuante.

A ampliação das deformações por fluência em virtude da degradação do concreto pela RAA induziu aumento da descompressão do concreto associada à deformação lenta. Embora não tenha sido constatada uma regularidade comportamental absoluta, pode-se dizer que, de maneira geral, a ampliação da descompressão é tanto maior quanto maior a intensidade do carregamento e quanto maior for a taxa de armadura. Constatou-se também que, como consequência da RAA, a intensificação da sobre-tensão na armadura de aço característica da

fluência, foi tanto mais proeminente quanto maior a intensidade do carregamento e quanto menor a taxa de armadura.

Os resultados obtidos revelaram que, para os casos em que o efeito de Saint Venant se manifestou, a degradação do material fez com que a intensificação das tensões de tração mediante as deformações por fluência fosse mais expressiva que aquela registrada para o material sadio. Em alguns casos, em decorrência do efeito deletério da RAA, o índice de segurança à tração despencou para 1,2, caracterizando uma condição de alta probabilidade de ruína em tração. Este comportamento, considerando-se, inclusive, que o concreto em algumas circunstâncias não apresenta resistência à tração confiável, justifica modificações nos critérios de dimensionamento de armaduras de fretagem.

7.5 – Viga parede

7.5.1 – Exemplos estudados

A viga parede modelo desta seção, tem altura e comprimento de vão iguais a 2,00 m, e, espessura igual a 0,20 m. Seu carregamento solicitante será constituído por um par de cargas equidistantes do centro do vão de 0,45 m, cada uma delas distribuída em um aparelho de apoio de 0,10 m de largura por 0,20 m de profundidade.

Valendo-se da simetria do modelo, o domínio do problema no plano “xy” foi definido com as dimensões e formato, apresentados na figura VII.5.1. Sua discretização, realizada a partir do padrão geométrico especificado para os elementos finitos utilizados (Seção 7.1), resultou na malha de elementos finitos constituída por 200 elementos planos e 10 elementos unidimensionais (Figura VII.5.1).

Nesta seção serão apresentados resultados referentes a seis casos distintos envolvendo o modelo escolhido para análise. Cada caso será caracterizado pela área da armadura de tração utilizada e pela intensidade do carregamento solicitante, com os valores indicados no quadro VII.5.1.

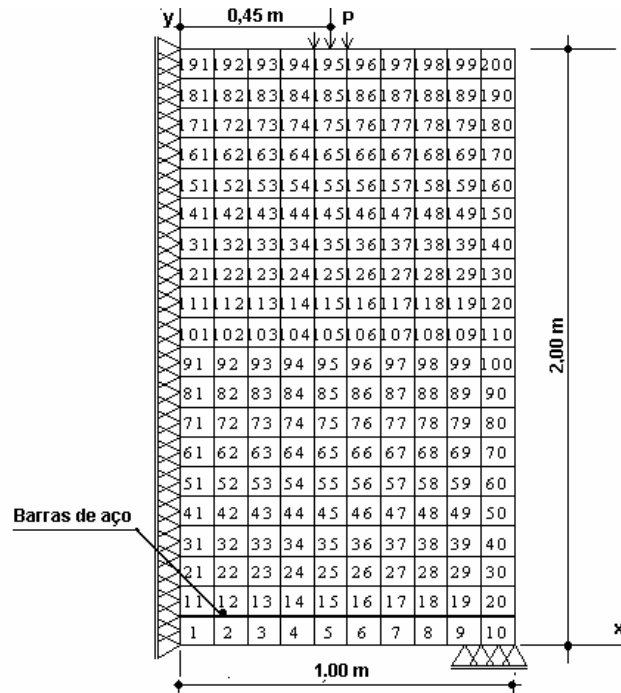


Figura VII.5.1 - Domínio do problema e malha de elementos finitos

Quadro VII.5.1 - Casos estudados para a viga parede adotada

Caso	A_s (cm^2)	CARGA (kN)
A	1,60	2 x 100,0
B	1,60	2 x 150,0
C	1,60	2 x 200,0
D	2,50	2 x 200,0
E	2,50	2 x 300,0
F	4,00	2 x 200,0

7.5.2 – Resultados obtidos

Pode-se constatar que, para o caso “D”, as expansões por RAA não provocaram modificações significativas a nível global nas intensidades e distribuição de tensões na direção “x (Figura VII.5.2). Entretanto, na região central do bordo superior da viga, especificamente, verificou-se aumento na intensidade da tensão de tração. Sua magnitude variou de 0,46 MPa para 0,62 MPa aos 1200 dias de idade do concreto (Figura VII.5.3). Embora este valor final seja inferior à resistência inicial do concreto, da ordem de 1,1 MPa, pode-se considerar o

estabelecimento de uma condição de proximidade do colapso do material em tração, uma vez que o índice de segurança correspondente reduziu de 2,4 para 1,2 (Figura VII.5.4).

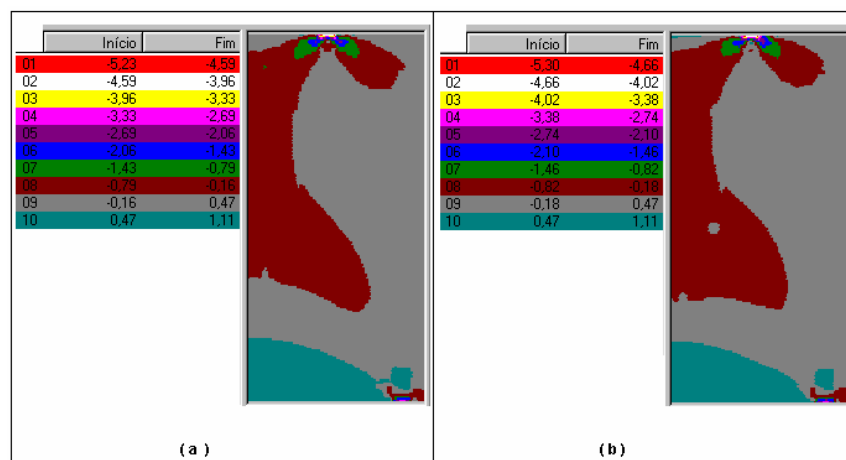


Figura VII.5.2 – Tensões na direção “x”: a -) imediatas ao carregamento; b -) Aos 1200 dias por RAA

Para os demais casos a reação promoveu evoluções idênticas, ressalvadas as diferenças de ordem numérica (Quadro VII.5.2). Observe-se que o maior acréscimo percentual de tensões verificou-se para o caso “A”, para o qual, entretanto, o índice de segurança estabilizou-se em 1,4 aos 10000 dias de idade do concreto. Por outro lado, para o caso “E”, o índice de segurança correlato assumiu o valor de 1,1 já aos 600 dias de idade do concreto, indicando uma condição de alta probabilidade de ruína em tração.

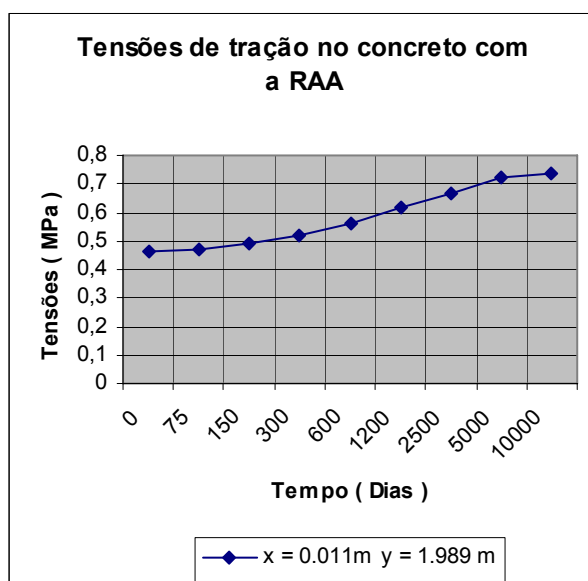


Figura VII.5.3 – Tensão de tração na direção “x” no centro do bordo superior da viga

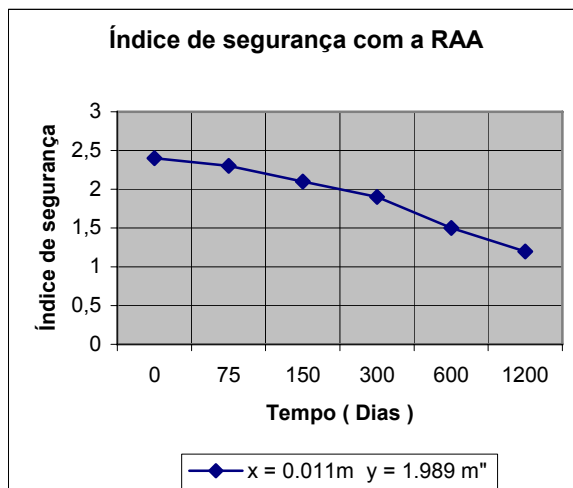


Figura VII.5.4 – Índice de segurança referente à tensão de tração na direção “x” no centro do bordo superior da viga

Quadro VII.5.2 – Tensões de tração no bordo superior da viga

Caso	Tensão (MPa)			Índice de segurança		Idade(dias)
	Carregamento	RAA	Acréscimo(%)	Carregamento	RAA	
A	0,25	0,48	92	2,4	1,4	10000
B	0,34	0,56	65	3,0	1,1	2500
C	0,46	0,76	65	2,4	1,1	600
D	0,46	0,62	35	2,4	1,2	1200
E	0,66	0,76	15	1,7	1,1	600
F	0,46	0,62	35	2,4	1,2	1200

Verifica-se que a distensão do bordo inferior da viga na direção “x”, no instante imediato ao carregamento foi, para o caso “A”, da ordem de 0,044 mm (Figura VII.5.5 - a). No transcorrer de 10000 dias, o efeito expansivo da RAA induziu um acréscimo de 0,11 mm em tal distensão, o que corresponde a um incremento percentual de 150% (Figura VII.5.5 – b). Constata-se, inclusive, que o levantamento registrado para a superfície de aplicação das cargas, devido à ação da RAA, foi da ordem de 0,165 mm (Figura VII.5.6 - a). Este valor é comparável ao seu afundamento no instante imediato ao carregamento, o qual foi da ordem de 0,145 mm (Figura VII.5.6 – b). Para os demais casos o padrão de movimentação evoluiu de modo semelhante, verificando-se os valores sumarizados nos quadros VII.5.3 e VII.5.4.

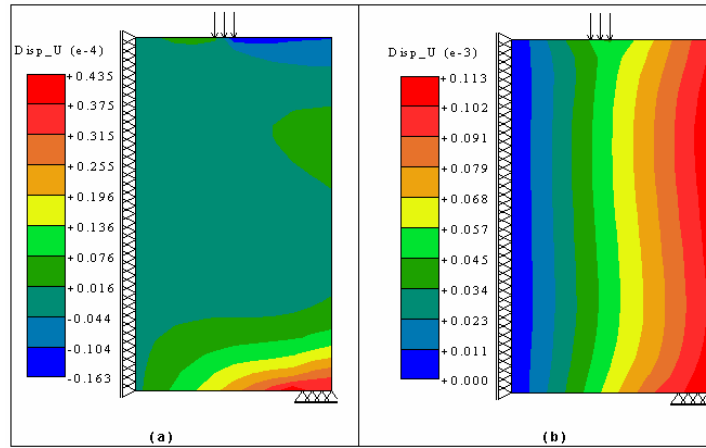


Figura VII.5.5 – deslocamentos na direção “x”: a -) imediatos ao carregamento; b -) por RAA aos 10000 dias

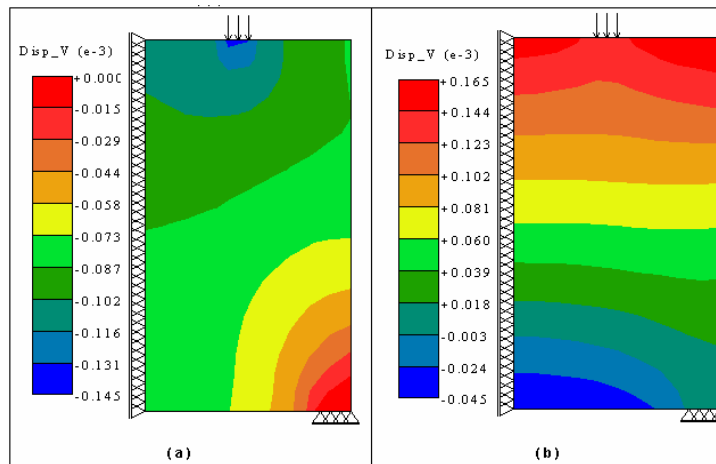


Figura VII.5.6 – Deslocamentos na direção “y”: a -) imediatos ao carregamento; b -) por RAA aos 10000 dias

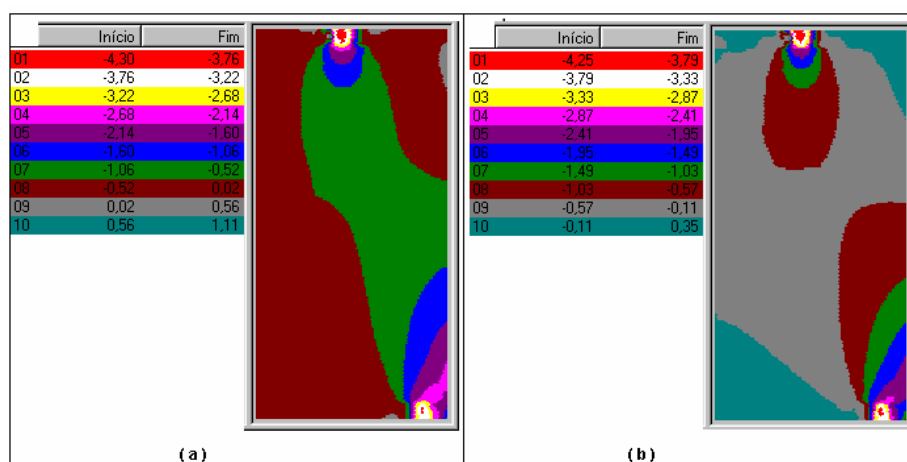
Quadro VII.5.3 – Distensão do bordo inferior da viga

Caso	Alongamento (mm)		Aumento(%)	Idade (dias)
	Carregamento	RAA		
A	0,044	0,110	150	10000
B	0,068	0,090	132	2500
C	0,100	0,048	50	600
D	0,100	0,070	70	1200
E	0,180	0,047	26	600
F	0,096	0,066	70	1200

Quadro VII.5.4 – Deslocamento vertical da superfície de aplicação do carregamento

Caso	Alongamento (mm)		Acréscimo(%)	Idade (dias)
	Carregamento	RAA		
A	0,145	0,165	114	10000
B	0,220	0,146	66	2500
C	0,300	0,037	12	600
D	0,300	0,055	18	1200
E	0,460	0,030	7	600
F	0,290	0,040	14	1200

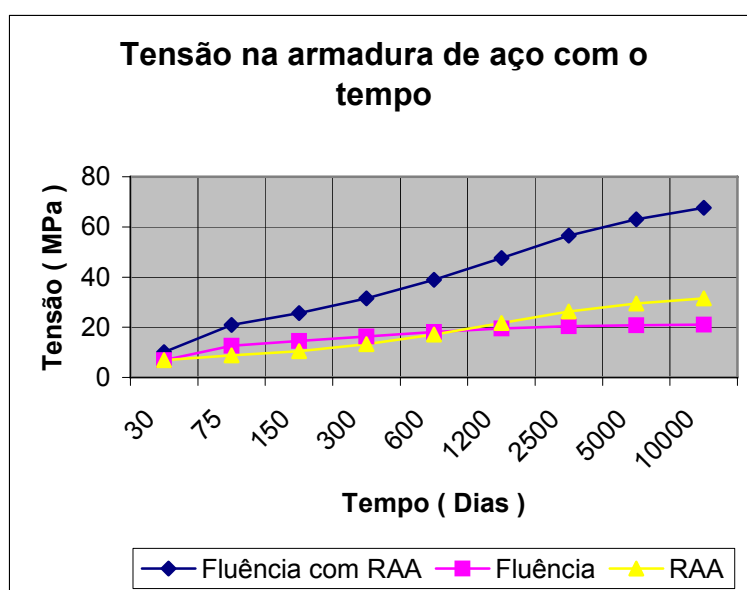
Em alguns casos estudados o efeito expansivo decorrente da Reação Álcali-Agregado elevaram a intensidade das tensões verticais de tração na região central do bordo inferior da viga, como pode ser observado no campo da figura VII.5.7, referente ao caso A. O quadro VII.5.5 apresenta o resumo dos valores numéricos que traduzem esta tendência comportamental para todos os casos estudados.

**Figura VII.5.7 – Tensões na direção “y”: a -) imediatas; b -) Por RAA aos 10000**

A análise das curvas da figura VII.5.8 revela que, para o caso “A”, as deformações por RAA promoveram aumento na intensidade da tensão de tração na armadura de aço de 10 MPa para 30 MPa no transcorrer de 10000 dias. Na hipótese de a viga experimentar exclusivamente deformações por fluência o valor final da tensão foi de 20 MPa. O efeito da deformação lenta com o concreto afetado pela RAA, elevou a intensidade da tensão para 65 MPa. Tais variações correspondem a acréscimos percentuais de 200%, 100% e 550%, respectivamente. Nos demais casos registraram-se modificações semelhantes, conforme mostrado no quadro VII.5.6.

Quadro VII.5.5 – Tensões verticais no bordo inferior da viga

Caso	Tensão (MPa)	
	Carregamento	RAA
A	0,00	0,35
B	0,54	0,36
C	0,90	0,15
D	0,63	0,65
E	0,88	1,10
F	0,16	0,66

**Figura VII.5.8 – Tensões na armadura de aço com o tempo para o caso A****Quadro VII.5.6 – Tensões na armadura com o tempo**

Caso	Tensão (MPa)						
	Carregamento	RAA	Aumento(%)	Fluência	Aumento(%)	Fluência c/ RAA	Aumento(%)
A	10	30	200	20	100	65	550
B	10	30	200	30	200	57	470
C	15	27	80	40	167	53	253
D	15	31	107	39	160	58	287
E	28	41	47	66	136	80	186
F	14	30	114	37	114	55	293

7.5.3 – Análise dos resultados

A partir dos resultados obtidos constata-se que, para todos os casos estudados, no instante imediato ao carregamento, a região central do bordo superior da viga apresenta tensões de tração. Este comportamento está em desacordo com o previsto pela teoria da elasticidade, segundo a qual as tensões nessa região são de compressão (FÖRSTER e STEGBAUER, 1975). O desenvolvimento do efeito expansivo da RAA promoveu a elevação da intensidade dessas tensões de tração as quais, embora tenham se estabilizado em níveis inferiores à resistência inicial do concreto, em combinação com o efeito deletério da reação, reduziram o índice de segurança correspondente. Em alguns casos, inclusive, o índice de segurança assumiu valor de até 1,1 já aos 600 dias de idade do concreto, caracterizando uma condição de grande probabilidade de ruína.

Em todos os casos estudados, o levantamento vertical da superfície de aplicação das cargas, devido à ação da RAA, se mostrou comparável, em ordem de grandeza, ao seu deslocamento experimentado no instante imediato ao carregamento. O maior aumento percentual foi de 150%, registrada para o caso “A”, e, o menor de 26%, que foi verificada para o caso “E”.

Os resultados obtidos mostraram que as deformações por RAA induziram o acréscimo de tensões verticais de tração na região central do bordo inferior da viga. Estas tensões, além de representarem o risco de colapso em tração do concreto, também podem contribuir para o comprometimento da aderência entre as barras da armadura de aço e a massa de concreto circunvizinha, razão esta que justifica a realização de um estudo mais pormenorizado envolvendo o problema.

Em todos os casos, as expansões por RAA promoveram a elevação da intensidade das tensões de tração na armadura de aço. O maior aumento registrado representou um acréscimo percentual da ordem de 550%. Entretanto, a intensidade estabilizou-se em um valor bem inferior ao limite de escoamento do aço, afastando a hipótese de sua ruína.

7.6 – Blocos de fundação

7.6.1 – Exemplos estudados

Nesta seção é apresentado o relato da análise envolvendo dois blocos de fundação, em forma de paralelepípedo, cujas dimensões e armaduras de aço estão indicadas na figuras

VII.6.1 e VII.6.2. A análise foi realizada mediante o estado plano de tensões, diferindo significativamente do comportamento real do sólido estudado. Ela foi realizada com o mero objetivo de representar uma indicação de referência do que pode estar ocorrendo com alguns blocos de fundação na Cidade do Recife, afetados pela RAA.

Os blocos são solicitados em sua superfície superior por uma carga de 20000,0 kN, distribuída ao longo de uma área plana horizontal de formato quadrado apresentando dimensões de 2,00 m x 2,00 m, indicada nas figuras VII.6.1 e VII.6.2, simulando uma suposta ligação dos blocos com os pilares que neles descarregam.

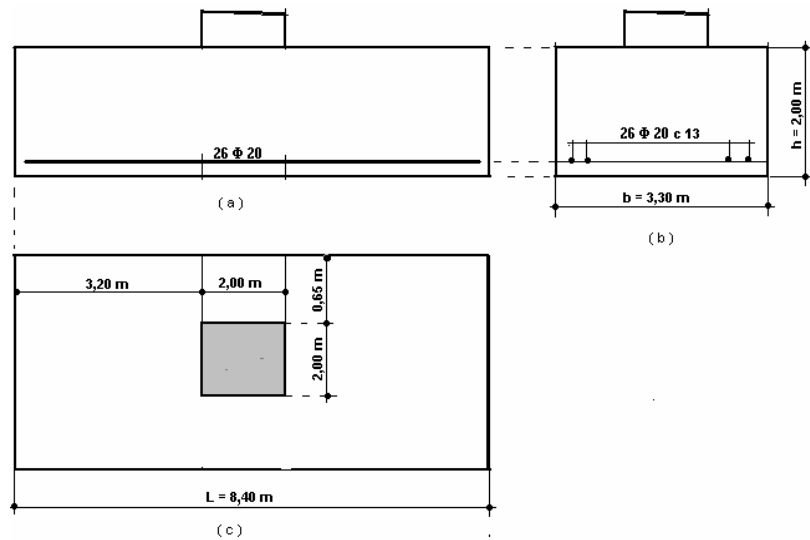


Figura VII.6.1 – Bloco 1: a -) Elevação; b -) Seção; c -) Planta baixa

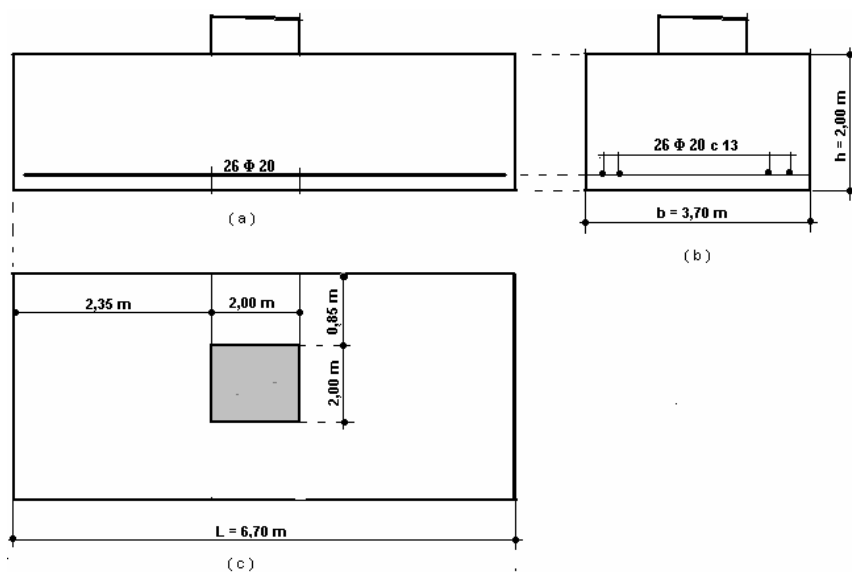


Figura VII.6.2 – Bloco 2: a -) Elevação; b -) Seção; c -) Planta baixa

Dada a simetria dos blocos, os problemas envolvendo suas análises foram modelados de modo a considerar como domínio apenas a metade deles. Assim sendo, os respectivos domínios foram representados a partir de subespaços contidos no plano “xy” definidos por regiões de formato retangular de alturas iguais às alturas dos blocos e larguras iguais à metade de seus comprimentos. Desta forma, cada um dos domínios foi definido a partir de uma região de formato retangular no plano “xy” com dimensões horizontal e vertical de 2,00 m e 4,20 m, para o bloco 1 (Figura VII.6.3) e, de 3,30 m e 2,00 m, para o bloco 2 (Figura VII.6.4). Considerando-se os elementos caracterizados conforme as diretrizes apresentadas na seção 7.1, a discretização dos domínios, resultou em malhas de elementos finitos constituídas de 140 elementos planos e 14 elementos unidimensionais, para o bloco 1, e, de 110 elementos planos e 11 elementos unidimensionais, para o bloco 2.

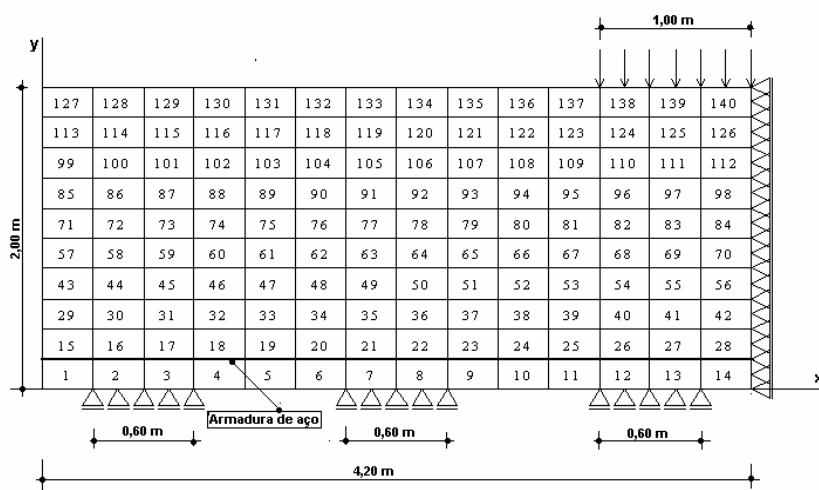


Figura VII.6.3 – Malha de elementos finitos do bloco 1

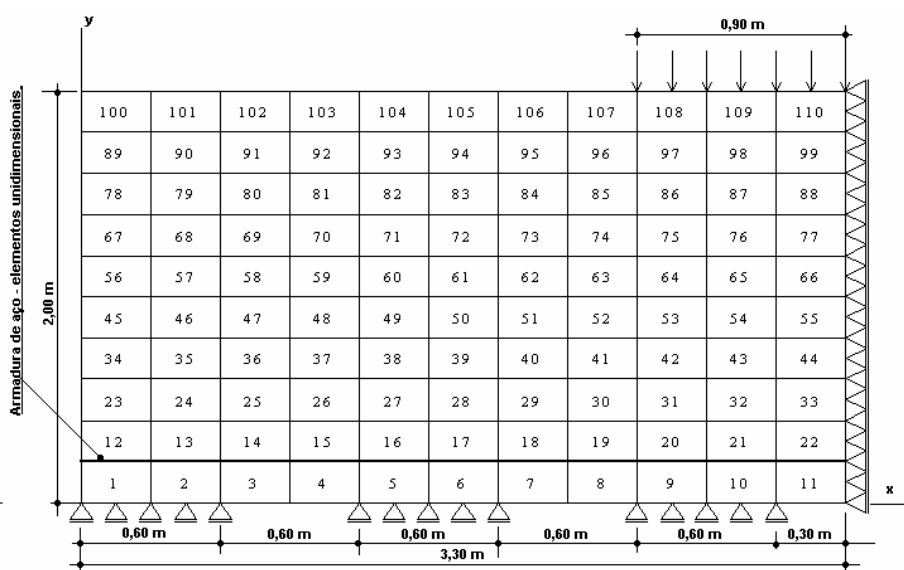


Figura VII.6.4 – Malha de elementos finitos do bloco 2

As linhas de apoio representadas nas figuras VII.6.4 e VII.6.5, simulam as ligações com o estaqueamento.

7.6.2 – Resultados obtidos

De acordo com o campo da figura VII.6.5, referente ao bloco 1, o deslocamento vertical máximo devido à ação do carregamento verificou-se no centro da superfície de introdução da carga, com magnitude da ordem de 0,35 mm. Em virtude das expansões por RAA tal superfície experimentou um deslocamento bem menor o qual foi da ordem de 0,05 mm (Figura VII.6.6). Entretanto, o deslocamento vertical máximo devido à RAA, ocorreu no bordo superior da extremidade esquerda do bloco, o qual foi de 0,22 mm, correspondendo a aproximadamente 10 vezes o valor do levantamento do mesmo ponto devido ao carregamento imediato que foi de 0,02 mm, e, a um percentual de 62% em relação ao afundamento da superfície de aplicação da carga, ocorrido imediatamente após a sua ação. Esses comentários também se aplicam ao bloco 2 (Figuras VII.6.7 e VII.6.8).

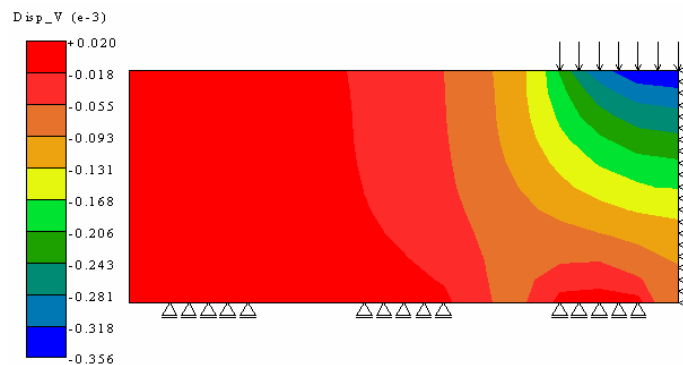


Figura VII.6.5 - Deslocamentos verticais devidos ao carregamento imediato para o bloco 1

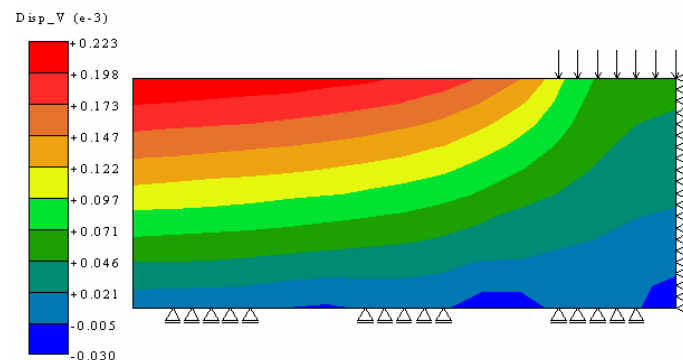


Figura VII.6.6 - Deslocamentos verticais aos 10000 dias devido à RAA para o bloco 1

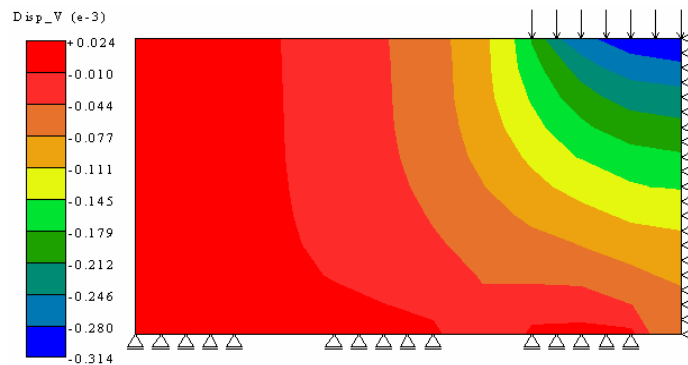


Figura VII.6.7 - Deslocamentos verticais devidos ao carregamento imediato para o bloco 2

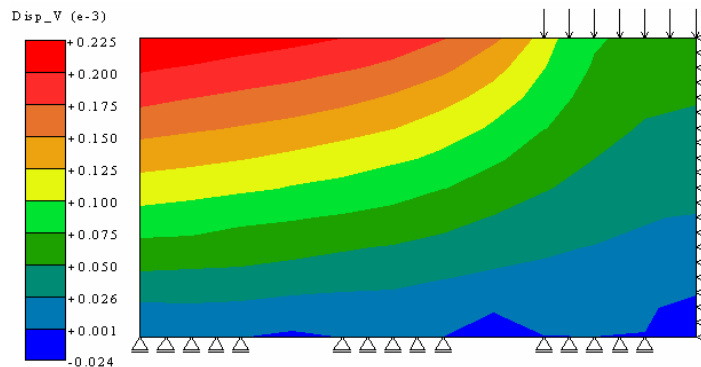


Figura VII.6.8 - Deslocamentos verticais aos 10000 dias devido à RAA para o bloco 2

Examinando-se o campo da figura VII.6.9, referente ao bloco 1, identifica-se claramente uma região adjacente à superfície de carregamento, abrangendo as áreas em tom azul ciano, cinza e marrom, em seqüência, solicitada mediante tensões de tração na direção horizontal. Em decorrência do efeito expansivo da RAA constata-se a ampliação de tal região (Figura VII.6.10). A julgar pela intensidade das tensões registradas, existem alguns pontos, formando uma região de dimensões bastante reduzidas para a qual o risco de ruína localizada por tração, no instante do carregamento, já é significativo.

Um exame mais atento dos resultados do programa mostra que o núcleo de tal região é o ponto da superfície de coordenada $x = 3,15$ m, para o qual o índice de segurança no instante imediato ao carregamento é igual a 1. Na figura VII.6.11 estão apresentadas as curvas do índice de segurança com o tempo para pontos da superfície superior do bloco. A partir da análise dessas curvas constata-se que, com o andamento da RAA, a condição de ruína iminente, vai se propagando em direção à extremidade do bloco, atingindo no transcorrer de 10000 dias, o ponto de coordenada $x = 1,53$ m. O bloco 2 apresenta um padrão comportamental semelhante (Figuras VII.6.12, VII.6.13 e VII.6.14)

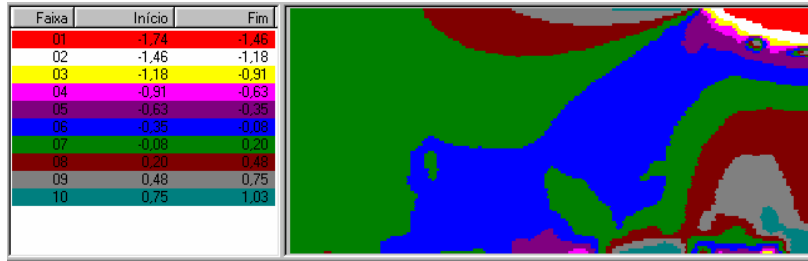


Figura VII.6.9 – Tensões na direção “x” imediatas ao carregamento referente ao bloco 1

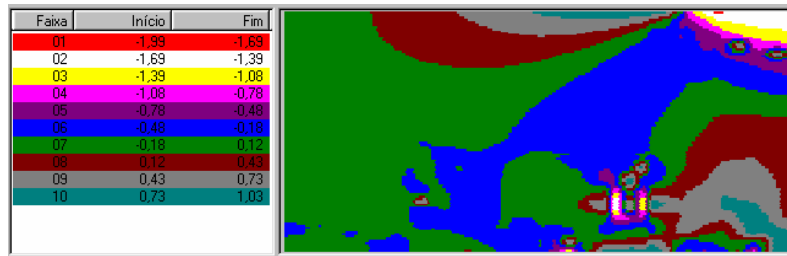


Figura VII.6.10 – Tensões na direção “x” aos 10000 dias com RAA referente ao bloco 1

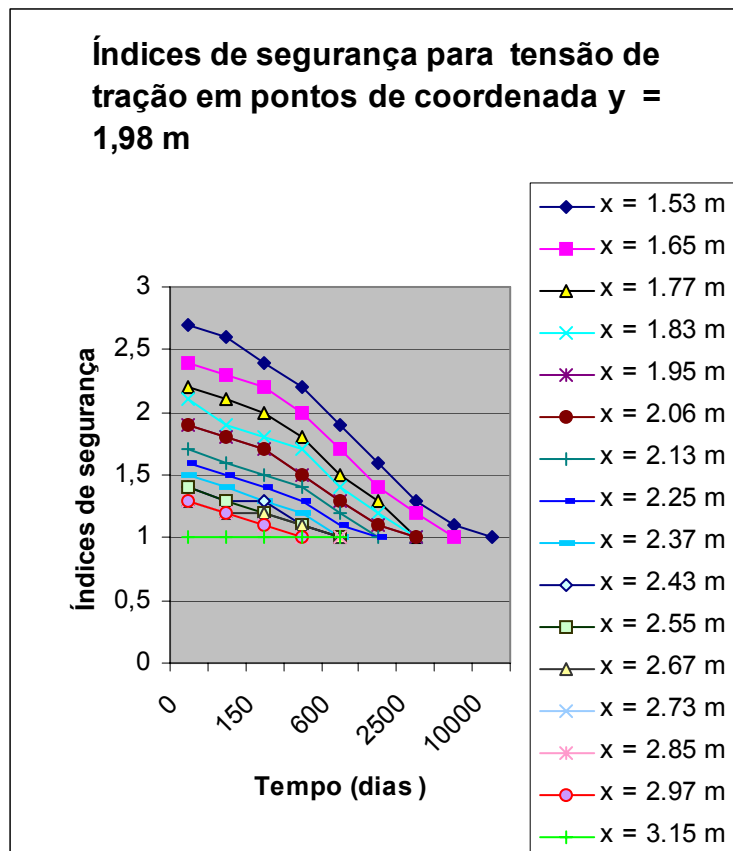


Figura VII.6.11 – Índices de segurança com o tempo referente ao bloco 1

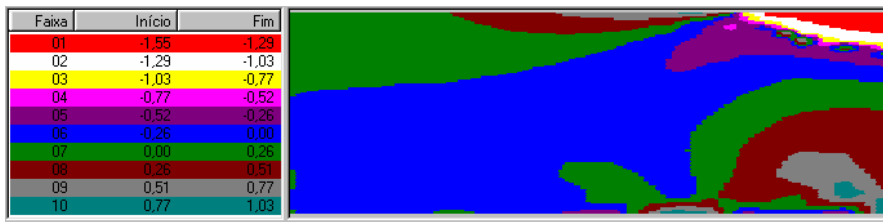


Figura VII.6.12 – Tensões na direção “x” imediatas ao carregamento referente ao bloco 2

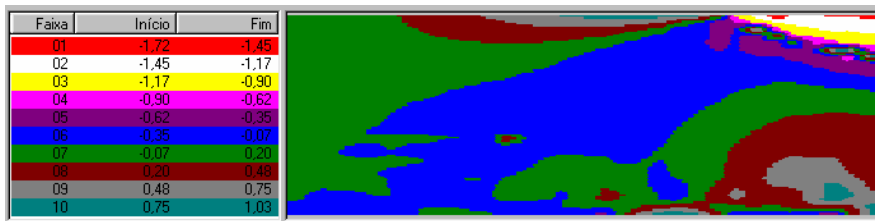


Figura VII.6.13 – Tensões na direção “x” aos 10000 dias com RAA referente ao bloco 2

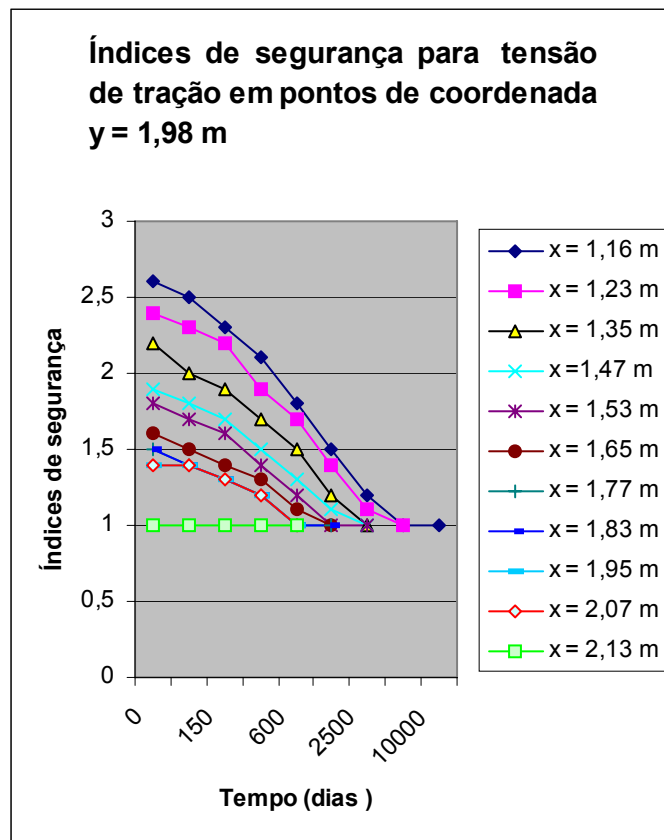


Figura VII.6.14 – Índices de segurança com o tempo referente ao bloco 2

Os campos das figuras VII.6.15 e VII.6.17, mostram que existem tensões de tração de direção vertical na região da vizinhança da extremidade esquerda dos blocos analisados. Com a ação da RAA ocorrem alterações que, devido à sua pouca expressão (Figuras VII.6.16 e VII.6.18), não seriam capazes de influenciar o quadro de fissuração do concreto. Entretanto, a degradação do material pode se encarregar disso podendo induzir um quadro nocivo à integridade do elemento de fundação.

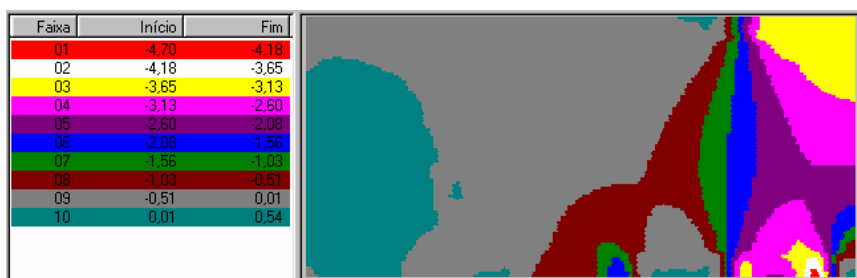


Figura VII.6.15 – Tensões na direção “y” imediatas ao carregamento referente ao bloco 1

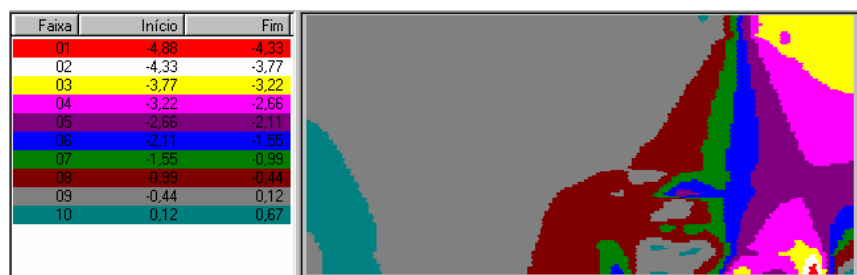


Figura VII.6.16 – Tensões na direção “y” aos 10000 dias com RAA referente ao bloco 1

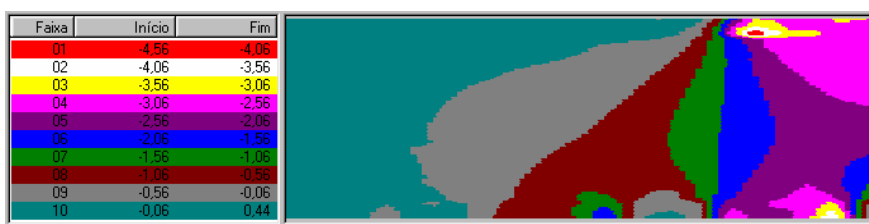


Figura VII.6.17 – Tensões na direção “y” imediatas ao carregamento referente ao bloco 2



Figura VII.6.18 – Tensões na direção “y” imediatas ao carregamento referente ao bloco 2

7.6.3 – Análise dos resultados

Os resultados obtidos revelaram que os deslocamentos máximos registrados, decorrentes do efeito expansivo da RAA, apresentaram valores comparáveis, em ordem de grandeza, aos seus correspondentes referentes à ação direta do carregamento. Este resultado deve ser atribuído ao fato de os elementos estruturais envolvidos constituírem blocos de volume considerável em massa de concreto, o que pode servir inclusive de base para suposições relativas à previsão comportamental das estruturas de concreto-massa. As movimentações de massa registradas, decorrentes do efeito expansivo da RAA, foram suficientes para induzir a ampliação da região tracionada, referente às tensões normais de direção horizontal, situada na vizinhança da interface de contacto com os pilares que descarregam sobre os blocos. Esta ampliação acompanhada da elevação da intensidade das tensões de tração, juntamente com a degradação do concreto pela reação, promove a redução do índice de segurança correlato, o que pode explicar o quadro de fissuração em elementos de fundação afetados pela patologia. Este aspecto pode ser observado na foto da figura VII.6.19, referente a um bloco de fundação de um edifício localizado na Cidade do Recife, severamente danificado mediante a ação da RAA.



Figura VII.6.19 – Fotografia de um bloco de fundação de um edifício na Cidade do Recife afetado pela RAA

Capítulo 8

Conclusões e sugestões

8.1 – Conclusões

O objetivo deste trabalho consistiu na simulação numérica do comportamento mecânico de elementos de concreto armado, afetado pela reação álcali-agregado a partir da utilização de um modelo ortotrópico não-linear bidimensional, com base no método dos elementos finitos.

A simulação numérica foi voltada, sobretudo, para a avaliação da influência das armaduras e das tensões solicitantes de compressão nas movimentações estruturais, na redistribuição dos campos de tensões e no declínio do desempenho mecânico dos elementos estruturais de concreto afetados pela RAA.

Foram analisados alguns tipos de elementos de concreto armado mais freqüentes em estruturas de construção civil tais como: pilares solicitados à compressão simples, vigas, pilares parede, vigas parede e blocos de fundação, utilizando-se variedades em termos de carregamento e taxas de armadura de aço.

Os resultados obtidos revelaram que apenas a minoria dos pilares apresentou deslocamentos significativos em decorrência da RAA, e, mesmo assim pequenos quando comparados ao encurtamento imediato ao carregamento. Quanto maiores as intensidades do carregamento tanto menores foram os deslocamentos por RAA. As taxas de armadura mais elevadas não se mostraram efetivas na contenção dos deslocamentos por RAA. Ocorre que, taxas de armadura maiores absorvem uma parcela maior de esforço normal, resultando tensões de compressão menores no concreto, e, portanto, maiores deformações por RAA.

Dos pequenos deslocamentos por RAA resultou que as tensões no concreto e no aço mantiveram-se praticamente estáveis no decorrer do tempo. Apesar disso, a redução da resistência do concreto devida à RAA, promoveu o decréscimo do índice de segurança para até

um valor igual a 1,0, já aos 5000 dias de idade do concreto, caracterizando uma condição de alta probabilidade de ruína. A degradação do material, inclusive, ampliou as deformações por fluência em até 40%. As modificações provocadas pela RAA nas variações das tensões no concreto e na armadura de aço, inerentes às deformações por fluência, entretanto, não acompanharam esses percentuais.

A simulação numérica dos ensaios das vigas, realizados aos 28 dias e aos 1000 dias de idade do concreto, levou à constatação da perda de desempenho mecânico, em consequência da degradação material promovida pela RAA. Aos 28 dias, quando os efeitos da RAA ainda se encontram em estágio incipiente, a tensão de pico se verificou para uma carga bem maior do que para a viga ensaiada aos 1000 dias, quando tais efeitos já são significativos. Além do mais, os deslocamentos verticais referentes à viga ensaiada aos 1000 dias foram substancialmente maiores.

Os deslocamentos verticais por RAA com o tempo apresentaram magnitudes tanto menores quanto maiores foram a intensidade do carregamento e a taxa de armadura. As variações de tensões na massa de concreto e na armadura de aço, decorrentes da RAA, foram muito pouco expressivas. Mesmo assim, ocorreu alívio de tensões de compressão na região central do bordo superior da viga, o qual foi tanto menos significativa quanto maior a intensidade das tensões no instante imediato ao carregamento. Apesar disso o índice de segurança reduziu-se para até um valor igual a 1,0, em prazo inferior a 10000 dias. Quanto maior a intensidade da carga solicitante tanto mais prematuramente ocorreu a ruína, ao passo que quanto maior a taxa de armadura, tanto mais tardiamente essa condição foi atingida.

O efeito deletério da RAA promoveu ampliação das deformações por fluência, sendo mais proeminente para carregamentos de intensidade maior. O efeito de contenção da armadura foi compensado pela ampliação da região comprimida do concreto, de modo que a taxa de armadura não exerceu influência efetiva sobre a ampliação das deformações por fluência.

As ampliações das deformações por fluência não repercutiram sobre as distribuições de tensões, entretanto, registraram-se aumentos nas intensidades da tensão de tração de direção vertical no bordo inferior da viga, podendo acarretar prejuízos à aderência entre o aço e o concreto.

Os pilares parede apresentaram condições idênticas àquelas reportadas para os pilares à compressão simples, ressaltando-se, entretanto, que a RAA acentuou a elevação da intensidade das tensões de tração na região de Saint Venant, mediante as deformações por fluência. O índice de segurança reduziu-se para até um valor igual a 1,2 elevando o risco de ruína, justificando modificações nos critérios de dimensionamento da armadura de fretagem.

Nas vigas parede foram constatadas tensões de tração de direção horizontal na região central do bordo superior, para a qual a teoria da elasticidade prevê tensões de compressão. A RAA elevou a intensidade dessas tensões, e, reduziu a resistência à tração do concreto, acarretando o decréscimo do índice de segurança para até um valor igual a 1,1 já aos 600 dias de idade do concreto. A exemplo do que aconteceu no caso das vigas, também induziu o aumento nas intensidades das tensões de tração de direção vertical na região central do bordo inferior. O efeito da RAA promoveu acréscimos de deslocamentos da superfície de aplicação das cargas de até 150%, em relação ao seu valor imediato à aplicação do carregamento.

Os blocos de fundação apresentaram deslocamentos por RAA comparáveis àqueles imediatos à ação do carregamento. A degradação do material resultante transformou uma condição de alto risco de fissuração localizada, em ruína generalizada. Esta observação dá margem à suspeitas de que a RAA pode constituir um dos fatores contribuintes para as avarias em elementos de fundações de edifícios, registradas na Cidade do Recife.

8.2 – Sugestões para trabalhos futuros

O código computacional se mostrou promissor na medida em que representou ferramenta computacional eficiente para a realização das tarefas de simulação numérica objeto deste trabalho de tese.

Desta forma, como sugestão para trabalhos posteriores, é oportuna a recomendação da implementação de um modelo de aderência com deslizamento (bond-slip), da implementação de elementos tridimensionais, da simulação de elementos de concreto protendido, de um modelo com previsão de abertura de fissuras, de modelos para análise de reforços estruturais e de sua paralelização para aplicação em estruturas de concreto-massa de grande volume.

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO II

- Figura II.2.1** – Fases da evolução das deformações por RAA
- Figura II.2.2** – Fases da expansão do gel
- Figura II.3.1** – Expansão com o teor de álcalis
- Figura II.4.1** – Dormente de concreto protendido
- Figura II.9.1.1** – Fatores de expansão (LÉGER et al, 1995)
- Figura II.9.2.1** – Redução percentual do módulo de deformação com a RAA
- Figura II.9.2.2** – Redução percentual da resistência à compressão com a RAA
- Figura II.9.3.1** – Difusão dos íons álcali no agregado reativo (MORANVILLE-REGOURD, 1997)
- Figura II.9.3.2** – Correlação entre produto da RAA e expansão (MORANVILLE-REGOURD, 1997)
- Figura II.9.4.1** – Probabilidade de presença de gel em torno de um agregado reativo (MORANVILLE-REGOURD, 1997)
- Figura II.9.4.2** – Probabilidade de encontrar um poro (MORANVILLE-REGOURD, 1997)
- Figura II.9.4.3** – Modo “I” de abertura das fissuras
- Figura II.9.4.4** – Evolução da pressão do gel e o comprimento da fissura em função do tempo (MORANVILLE-REGOURD, 1997)
- Figura II.9.7.1** - Parâmetros afetos ao fator de intensidade de tensões (CAPRA E BOURNAZEL, 1998)
- Figura II.9.7.2** – Padrão típico de Imagem para a avaliação da fissuração inicial (CAPRA E BOURNAZEL, 1998)
- Figura II.9.9.1** – Ilustração do Modelo Analógico Elástico (FARAGE et al, 2000)
- Figura II.9.9.2** – Modelo analógico unidimensional com fissuração por RAA (FARAGE et al, 2000)
- Figura II.9.9.3** – Superfície de Rankine
- Figura II.9.10.1** – Tensões auto equilibradas gel-matriz de concreto
- Figura II.9.10.2** – Influência da umidade relativa nas expansões por RAA
- Figura II.9.10.3** – Características mecânicas por RAA (CAPRA E SELLIER, 2002)

CAPÍTULO III

- Figura III.1** – Curva típica tensão-deformação uniaxial do concreto (BANGASH, 1989)
- Figura III.2** – Curva carregamento-descarregamento-recarregamento
- Figura III.3** – Efeito da dimensão do corpo-de-prova (van Mier, 1984)
- Figura III.4** – Envoltória de ruptura do concreto referente ao estado biaxial de tensões

Figura III.5 – Envoltória de tensões de ruptura do concreto

Figura III.6 – Compressão biaxial: (a) Deformações; (b) Evolução do Módulo de Elasticidade;
(c) Evolução do Coeficiente de Poisson

Figura III.7 – Curva tensão-deformação para o concreto

Figura III.8 – Envoltória de deformações de ruptura do concreto

Figura III.9 – Distribuição de micro-fissuras em um elemento (KWAK e FILIPPOU, 1990)

Figura III.10 – Função de distribuição de microfissuras (KWAK e FILIPPOU, 1990)

Figura III.11 – Curva carga-deslocamento para o concreto armado

Figura III.12 – Efeito de fissuração em uma viga de concreto armado (KWAK e FILIPPOU, 1990)

Figura III.13 – Deformações por fluência com o tempo (McGREGOR, 1997)

Figura III.14 – Deformação por fluência versus relação tensão/resistência (McGREGOR, 1997)

Figura III.15 – Curvas de fluência com o tempo conforme o teor de umidade (McGREGOR, 1997)

Figura III.16 – Relaxação de tensões por fluência (McGREGOR, 1997)

CAPÍTULO IV

Figura IV.1 – Curva proposta tensão-deformação uniaxial do concreto

Figura IV.2 – Curva experimental tensão-deformação para o aço

Figura IV.3 – Diagrama tensão-deformação do aço

Figura IV.4 – a -) Elementos unidimensionais; b -) Elementos planos

Figura IV.5 – Elemento de Maxwell

Figura IV.6 – Variação das tensões e deformações com o tempo

Figura IV.7 - Esquema gráfico para determinação dos parâmetros “ ϵ_o ” e “ A_o ”

Figura IV.8 – Curva expansão-umidade

CAPÍTULO V

Figura V.1 – Organograma geral do programa

Figura V.2 – Diagramas. a -) Carga–deslocamento; b -) Tensão-deformação

CAPÍTULO VI

Figura VI.1 – Domínio do problema e malha de elementos finitos

Figura VI.2 – Elemento engastado e livre

Figura VI.3 – Campo de deslocamentos na direção “x” referente à carga total

- Figura VI.4** – Campo de tensões na direção “x” referente à carga total
- Figura VI.5** – Diagramas: a -) Deslocamento x Carga; b -) Tensão x Carga
- Figura VI.6** – Campo de deslocamentos na direção “x” para a carga total
- Figura VI.7** – Campo de tensões na direção “x”
- Figura VI.8** – Diagramas: a -) Deslocamento x Carga; b -) Tensão x Carga
- Figura VI.9** – Domínio do problema e malha de elementos finitos
- Figura VI.10** – Diagrama carga deslocamento
- Figura VI.11** – Domínio do problema e malha de elementos finitos
- Figura VI.12** – Deformada de Capra e Sellier (2002)
- Figura VI.13** – Deslocamentos da linha elástica com gradiente de umidade obtidos mediante o ANLE
- Figura VI.14** – Deslocamentos da linha elástica para umidade uniforme obtidos mediante o ANLE
- Figura VI.15** – Domínio do problema e malha de elementos finitos
- Figura VI.16** – Deslocamentos: a -) horizontais; e b -) verticais
- Figura VI.17** – Tensões: a -) verticais; e b -) horizontais
- Figura VI.18** – Distribuição de tensões horizontais segundo a altura do bloco
- Figura VI.19** – Deslocamentos por RAA

CAPÍTULO VII

- Figura VII.1.1** – Deformações de um corpo-de-prova por RAA
- Figura VII.2.1** – Domínio e malha de elementos finitos
- Figura VII.2.2** - Deslocamentos horizontais por RAA aos 10000 dias para o caso A
- Figura VII.2.3** - Deslocamentos horizontais imediatos ao carregamento para o caso “A”
- Figura VII.2.4** - Tensões na direção “x” imediatas ao carregamento
- Figura VII.2.5** - Tensões na direção “x” aos 10000 dias com RAA
- Figura VII.2.6** - Tensões no concreto na direção “x” devidas à RAA
- Figura VII.2.7** - Tensões na direção “x” imediatas ao carregamento
- Figura VII.2.8** - Tensões na direção “x” aos 5000 dias com RAA
- Figura VII.2.9** – Tensões na direção “x” imediatas ao carregamento
- Figura VII.2.10** – Tensões na direção “x” aos 10000 dias com a RAA
- Figura VII.2.11** - Tensões na armadura de aço devidas à RAA
- Figura VII.2.12** – Índice de segurança com a RAA
- Figura VII.2.13** - Tensões na direção “y” imediatas ao carregamento para o caso A
- Figura VII.2.14** - Tensões na direção “y” aos 10000 dias com RAA
- Figura VII.2.15** - Deslocamentos na direção “x” aos 10000 dias por fluência
- Figura VII.2.16** - Deslocamentos na direção “x” aos 10000 dias por fluência com RAA
- Figura VII.2.17** - Tensões imediatas ao carregamento para o caso “C”

- Figura VII.2.18** - Tensões devidas à fluência para o caso “C” aos 5000 dias
- Figura VII.2.19** - Tensões devidas à fluência com RAA para o caso “C” aos 5000 dias
- Figura VII.2.20** – Tensões nas armaduras devidas à fluência para seção de aço de 7,50 cm²
- Figura VII.2.21** – Tensões nas armaduras devidas à fluência para carga de 1000,0 kN/m
- Figura VII.2.22** – Curvas da tensão na armadura de aço com o tempo
- Figura VII.3.1** – Domínio e malha de elementos finitos
- Figura VII.3.2** – Curvas tensão normal x carga
- Figura VII.3.3** – Tensões na direção “x” para a carga de pico e ensaio realizado aos 1000 dias
- Figura VII.3.4** - Tensões na direção “x” para carga de 24 kN/m e ensaio realizado aos 28 dias
- Figura VII.3.5** – Deslocamentos verticais para carga de 24 kN/m e ensaio realizado aos 28 dias
- Figura VII.3.6** – Deslocamentos verticais para a carga de pico e ensaio realizado aos 1000 dias
- Figura VII.3.7** – Deslocamentos verticais por RAA aos 10000 dias para o caso D
- Figura VII.3.8** – Deslocamentos verticais imediatos ao carregamento para o caso D
- Figura VII.3.9** – Tensões na direção “x” imediatas ao carregamento referente ao caso D
- Figura VII.3.10** – Tensões na direção “x” por RAA aos 10000 dias para o caso D
- Figura VII.3.11** – Tensão de compressão no concreto com a RAA
- Figura VII.3.12** – Índices de segurança com a RAA
- Figura VII.3.13** – Tensões na armadura de aço
- Figura VII.3.14** – Deslocamentos verticais por fluência aos 10000 dias
- Figura VII.3.15** – Deslocamentos verticais por fluência com RAA aos 10000 dias
- Figura VII.3.16** – Tensões de compressão no concreto com a fluência
- Figura VII.3.17** – Tensões na armadura de aço com a fluência
- Figura VII.3.18** – Tensões na direção “y” imediatas ao carregamento
- Figura VII.3.19** – Tensões na direção “y” por RAA aos 10000 dias de idade do concreto
- Figura VII.4.1** - Domínio do problema
- Figura VII.4.2** - Deslocamentos na direção “x” por RAA aos 10000 dias para o caso B
- Figura VII.4.3** - Deslocamentos imediatos na direção “x” para o caso B
- Figura VII.4.4** - Tensões na direção “x” para as deformações imediatas referente ao caso E
- Figura VII.4.5** - Tensões na direção “x” com RAA aos 10000 dias referente ao caso E
- Figura VII.4.6** - Tensões na direção “x” para as deformações imediatas referente ao caso B
- Figura VII.4.7** - Tensões na direção “x” com RAA aos 10000 dias referente ao caso B
- Figura VII.4.8** - Tensões de compressão no concreto com a RAA
- Figura VII.4.9** - Índice de segurança com o tempo
- Figura VII.4.10** - Tensões na armadura com a RAA
- Figura VII.4.11** - Deslocamentos por fluência na direção “x” aos 10000 dias para o caso B
- Figura VII.4.12** - Deslocamentos por fluência com RAA na direção “x” aos 10000 dias (caso B)
- Figura VII.4.13** - Tensões de compressão no concreto com a fluência
- Figura VII.4.14** - Tensões na armadura com a fluência
- Figura VII.4.15** - Tensões na direção “y” para as deformações imediatas para o caso “I”
- Figura VII.4.16** - Tensões na direção “y” com RAA aos 2500 dias para o caso “I”

- Figura VII.4.17** - Tensões na direção “y” com fluência aos 2500 dias para o caso “I”
- Figura VII.4.18** - Tensões na direção “y” por fluência com RAA aos 2500 dias para o caso “I”
- Figura VII.4.19** - Índice de segurança para fluência e RAA aos 2500 dias na direção “y” para o caso “I”
- Figura VII.5.1** - Domínio do problema e malha de elementos finitos
- Figura VII.5.2** – Tensões na direção “x”
- Figura VII.5.3** – Tensão de tração na direção “x” no centro do bordo superior da viga
- Figura VII.5.4** – Índice de segurança referente à tensão de tração na direção “x” no centro do bordo superior da viga
- Figura VII.5.5** – deslocamentos na direção “x”: a -) imediatos ao carregamento; b -) por RAA aos 10000 dias
- Figura VII.5.6** – Deslocamentos na direção “y”: a -) imediatos ao carregamento; b -) por RAA aos 10000 dias
- Figura VII.5.7** – Tensões na direção “y”: a -) imediatas ao carregamento; b -) Por RAA aos 10000
- Figura VII.5.8** – Tensões na armadura de aço com o tempo
- Figura VII.6.1** – Bloco 1: a -) Elevação; b -) Seção; c -) Planta baixa
- Figura VII.6.2** – Bloco 2: a -) Elevação; b -) Seção; c -) Planta baixa
- Figura VII.6.3** – Malha de elementos finitos do bloco 1
- Figura VII.6.4** – Malha de elementos finitos do bloco 2
- Figura VII.6.5** - Deslocamentos verticais devidos ao carregamento imediato para o bloco 1
- Figura VII.6.6** - Deslocamentos verticais aos 10000 dias devido à RAA para o bloco 1
- Figura VII.6.7** - Deslocamentos verticais devidos ao carregamento imediato para o bloco 2
- Figura VII.6.8** - Deslocamentos na direção “y” aos 10000 dias devido à RAA para o bloco 2
- Figura VII.6.9** – Tensões na direção “x” imediatas ao carregamento referente ao bloco 1
- Figura VII.6.10** – Tensões na direção “x” aos 10000 dias com RAA referente ao bloco 1
- Figura VII.6.11** – Índices de segurança com o tempo referente ao bloco 1
- Figura VII.6.12** – Tensões na direção “x” imediatas ao carregamento referente ao bloco 2
- Figura VII.6.13** – Tensões na direção “x” aos 10000 dias com RAA referente ao bloco 2
- Figura VII.6.14** – Índices de segurança com o tempo referente ao bloco 2
- Figura VII.6.15** – Tensões na direção “y” imediatas ao carregamento referente ao bloco 1
- Figura VII.6.16** – Tensões na direção “y” aos 10000 dias com RAA referente ao bloco 1
- Figura VII.6.17** – Tensões na direção “y” imediatas ao carregamento referente ao bloco 2
- Figura VII.6.18** – Tensões na direção “y” imediatas ao carregamento referente ao bloco 2
- Figura VII.6.19** – Fotografia de um bloco de fundação de um edifício na Cidade do Recife afetado pela RAA

LISTA DE QUADROS

CAPÍTULO VI

Quadro VI.1 – Deslocamentos, deformações e tensões ao fim dos incrementos de carga

Quadro VI.2 – Deslocamentos, deformações e tensões ao fim dos incrementos de carga

Quadro VI.3 – Deslocamentos em cada incremento de carga

Quadro VI.4 – Deslocamentos por RAA

CAPÍTULO VII

Quadro VII.1.1 – Deformações por RAA com o tempo

Quadro VII.2.1 – Discriminação dos casos analisados

Quadro VII.2.2 – Deslocamentos da extremidade livre do pilar com a Fluência

Quadro VII.2.3 – Tensões no concreto no ponto de coordenadas $x = 1,489$ m e $y = 0,189$ m

Quadro VII.3.1 – Identificação de modelos estudados

Quadro VII.3.2 – Deslocamentos no centro do vão da viga

Quadro VII.3.3 – Tensões no concreto

Quadro VII.3.4 – Índices de segurança para tensão de compressão no concreto com a RAA

Quadro VII.3.5 – Deslocamentos devidos à fluência aos 1200 dias de idade do concreto

Quadro VII.3.6 – Tensões de compressão no concreto com a fluência

Quadro VII.3.7 – Tensões na armadura com a fluência aos 1200 dias

Quadro VII.4.1 - Modelos estudados para o pilar parede

Quadro VII.4.2 – Deslocamentos por RAA aos 2500 dias de idade do concreto

Quadro VII.4.3 – Deslocamentos por fluência aos 2500 dias de idade do concreto

Quadro VII.4.4 – Tensões de compressão no concreto com a fluência aos 2500 dias de idade do concreto

Quadro VII.4.5 – Tensões na armadura com a fluência aos 2500 dias de idade do concreto

Quadro VII.5.1 - Casos estudados para a viga parede adotada

Quadro VII.5.2 – Tensões de tração no bordo superior da viga

Quadro VII.5.3 – Distensão do bordo inferior da viga

Quadro VII.5.4 – Deslocamento vertical da superfície de aplicação do carregamento

Quadro VII.5.5 – Tensões verticais no bordo inferior da viga

Quadro VII.5.6 – Tensões na armadura com o tempo

NOTAÇÕES

F_M	Fator influente ponderado referente ao teor de umidade
F_T	Fator influente ponderado referente à temperatura
F_R	Fator influente ponderado referente ao teor dos componentes reativos
F_C	Fator influente ponderado referente às tensões confinantes
F_{TM}	Fator mensal de distribuição de temperatura
T	Temperatura
T_{max}	Temperatura limite superior anual
T_L	Temperatura limite inferior anual
σ_i	Tensão principal na direção “i”
σ_L	Tensão abaixo da qual a expansão por RAA é livre
ϵ_g	Deformação por RAA confinada
ϵ_u	Deformação por RAA não-confinada
σ_{max}	Tensão a partir da qual a deformação por RAA é nula
K	Inclinação da reta $\epsilon \times \log(\sigma)$
$CTMR_m$	Lei de distribuição dos deslocamentos por RAA na direção “m”
F_{Rm}	Fator ponderado referente ao teor dos componentes reativos na direção “m”
F_{Tm}	Fator ponderado referente à temperatura na direção “m”
F_{Cm}	Fator ponderado referente às tensões confinantes na direção “m”
F_{Mm}	Fator ponderado 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”
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”
D_m	Deslocamento por RAA na direção “m”
D_m^{max}	Deslocamento máximo por RAA na direção “m”
ϵ^e	Deformação elástica
C^e	Matriz elástica de flexibilidade
ϵ_A	Deformação por RAA
δ	Operador delta de Kronecker
σ	Tensor de tensões
E	Módulo de deformação do material deteriorado pela RAA
E_o	Módulo de deformação do material não-afetado pela RAA
A_2	Fator de velocidade da reação álcali-agregado
A_3	Fator de intensidade da degradação do módulo de deformação pela RAA

f_c	Resistência à compressão do concreto deteriorado pela RAA
f_{co}	Resistência à compressão do concreto não-afetado pela RAA
A_4	Fator de intensidade da degradação da resistência à compressão pela RAA
ε	Expansão da matriz de concreto pela RAA
P_t	Quantidade total de material produzido na RAA
P_{abs}	Capacidade volumétrica dos poros
P_c	Pressão capilar
r_p	raio do poro
P_g	Pressão do gel
E_g	Módulo de deformação do gel
V_{vo}	Volume dos poros interconectados
V_{gel}	Volume do gel à pressão atmosférica
Φ	Função de distribuição Gaussiana
ε^{RAA}	Deformação por RAA
σ_{eq}	Pressões locais devidas à RAA
β	Coefficiente de proporcionalidade
ε_o^{RAA}	Expansão por RAA livre de tensões confinantes
α_1	Coefficiente de proporcionalidade
K_I	Fator de intensidade de tensões
a	Semi-comprimento da fissura
θ	Ângulo entre a direção da fissura e o plano principal
$f(\theta,t)$	Fração de fissuras que se propagam
g_u	Fator de influência devido ao teor de umidade
g_c	Fator de influência devido às tensões confinantes
g_T	Fator de influência devido à temperatura
Φ	Coefficiente de fluência
ε_{ch}	Deformação química
σ_μ	Tensão de origem elástica
E_μ	Módulo de deformação elástica
ε_{cr}	Deformação pós-fissuração
σ_I	Tensão principal
σ_t	Resistência à tração do concreto
d	Parâmetro escalar de degradação por RAA
σ_{eff}	Tensão efetiva
σ_{app}	Tensão aparente
l_c	Comprimento interno ao elemento
d_i^{peak}	Valor do parâmetro escalar referente ao pico da curva tensão-deformação na direção "m"
σ_{gi}	Tensão sobre a matriz não-fissurada do concreto
Pf_{RAAi}	Probabilidade de ocorrência de fissuração por RAA na direção "i"

V_{po}	Volume de poros interconectados
$V_{\varepsilon RAA}$	Volume de fissuras ocupado pelo gel
K_e	Coefficiente de proporcionalidade para a condição elástica
K_p	Coefficiente de proporcionalidade para a condição plástica
P_o	Porosidade inicial
K	Constante de rigidez do gel
H	Teor de umidade
E_a	Energia de ativação
R	Número de Avogadro
σ_i^{ur}	Coefficiente de Weibull
m_r	Expoente de Weibull
σ_i^{ut}	Coesão de Weibull em tração
σ_i^{uc}	Coesão de Weibull em compressão
ε_i^{pl}	Deformação não-elástica
σ_{cu}	Tensão de pico para carregamento uniaxial
ε'_o	Deformação limite em compressão do concreto
σ_1	Tensão principal maior
σ_2	Tensão principal menor
f'_c	Resistência à compressão do concreto em carregamento uniaxial
σ_{pt}	Resistência à tração do concreto
ν	Coefficiente de Poisson
ν_{ij}	Coefficiente de Poisson para as deformações na direção "i" devidas a tensões na direção "j"
G_{12}	Módulo de deformação transversal referente às direções dos planos principais
f_{ci}	Tensão no concreto na direção "i"
E_{ci}	Módulo de deformação do concreto na direção "i"
G	Módulo de deformação transversal
E_i	Módulo de deformação na direção "i"
σ_{ip}	Tensão de pico em compressão na direção "i" em estado plano de tensões
ε_{ip}	Deformação correspondente à tensão de pico em compressão "i" em estado uniaxial de tensões
ε_{co}	Deformação correspondente à tensão de pico em compressão na direção "i" em estado plano de tensões
f_{eq}	Resistência à tração equivalente no estado plano de tensões
f_{tm}	Resistência à tração média
ν_o	Coefficiente de Poisson referente à condição descarregada
E_o	Módulo de deformação do concreto na origem
ε_o	Deformação limite última em tração
f_t	Resistência à tração
λ	Fator escalar de transferência de tensão cisalhante na interface de uma fissura

$f_{ct,m}$	Resistência à tração média do concreto
ϵ	Deformação total
ϵ_o	Deformação imediata ao carregamento
ϵ_F	Deformação por fluência
ϵ_{RAA}	Deformação por RAA
t	Instante de tempo
σ_p	Tensão de pico em estado uniaxial de tensões
ϵ_p	Deformação correspondente à tensão de pico em estado uniaxial de tensões
b	Dimensão do elemento plano
G_f	Energia de fraturamento por unidade de área
G_{fo}	Valor básico da energia de fraturamento
f_{cm}	Resistência à compressão média
K	Matriz de rigidez
A	Área da seção transversal de um elemento unidimensional
L	Comprimento de um elemento unidimensional
E	Módulo de deformação do material do elemento unidimensional
u_i	Grau de liberdade “i” de um ponto nodal na malha de elementos finitos
ϵ_c	Deformação de fluência do concreto
ϵ_{cd}	Parcela de endurecimento com o tempo da deformação por fluência do concreto
ϵ_{cv}	Parcela de deformação por fluência do concreto referente aos efeitos viscoelásticos
Φ_d	Coefficiente de fluência de endurecimento com o tempo
Φ_v	Coefficiente de deformação viscoelástica com o tempo
σ	Tensão normal
t_o	Idade do carregamento de um elemento de concreto
t_n	Instante de tempo discreto de ordem “n”
Φ_v^*	Coefficiente final de fluência viscoelástica
T_v	Tempo de retardamento
τ	Instante de tempo
$\Psi(\tau)$	Razão entre a tensão solicitante e o módulo de deformação no instante τ
Φ_d^*	Coefficiente final de fluência de endurecimento
A_o	Teor de álcalis referente ao início da deformação da matriz de concreto por RAA
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
$K(T)$	Constante cinética associada à lei de Arrhenius
E_a	Energia de ativação
$F(H)$	Função da influência da umidade na reação álcali-agregado
$G(\sigma)$	Formulação da influência das tensões confinantes na reação álcali-agregado
R_B	Carga nodal consistente referente ao peso próprio
H	Vetor das funções de interpolação
f^B	Força gravitacional por unidade de volume

x	Coordenada de um ponto no interior de um elemento na direção “x” referente ao sistema global de coordenadas
y	Coordenada de um ponto no interior de um elemento na direção “y” 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_i	Coordenada de um ponto nodal “i” de um elemento na direção “y” no sistema global de coordenadas
h_i	Função de interpolação referente a um ponto nodal de um elemento
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
B	Matriz deformação-deslocamento
r	Coordenada de um ponto no sistema local de coordenadas
s	Coordenada de um ponto no sistema local de coordenadas
J	Matriz Jacobiana
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
dP	Incremento de carga
dε	Incremento de deformação
dσ	Incremento de tensão
du_p	Vetor deslocamento preditor
du_i	Incremento de deslocamento de ordem “i”
dε_i	Incremento de deformação de ordem “i”
D	Matriz constitutiva
ε₁₂	Vetor das deformações referente às direções principais
T_e	Matriz de transformação
c	Cosseno do ângulo entre a direção do eixo coordenado “x” e a normal ao plano principal
s	Senô do ângulo entre a direção do eixo coordenado “x” e a normal ao plano principal
ε_{xy}	Vetor das deformações segundo as direções “x” e “y”
D₁₂	Matriz constitutiva referente às direções dos planos principais
Kⁱ	Contribuição de um elemento “i” para a matriz de rigidez global
du	Vetor incremento de deslocamento
Δ P_e	Carga nodal consistente referente às deformações reológicas
Δ ε_{reol}	Deformação reológica
Δ ε^{ep}	Parcela elastoplástica da deformação reológica
L	Comprimento

L	Comprimento de vão de vigas
b	Largura da seção transversal
h	Altura da seção transversal
W_{cs}	Trabalho de expansão por RAA para um elemento de concreto simples
K_c	Rigidez à sollicitação axial de elemento de concreto
A_c	Área da seção bruta de concreto
W_{ca}	Trabalho de expansão por RAA para um elemento de concreto armado
K_s	Rigidez à sollicitação axial de armadura de aço
A_s	Área da seção transversal de armadura de aço
E_s	Módulo de deformação do aço
δ_{RAA}	Deslocamento associado à deformação por RAA

Referências Bibliográficas:

Abdel Rahman, H.H. e Hinton, E. (1986) – “Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Stiffened and Cellular Slabs”. *Computers & Structures*, Vol. 23, n. 3, pp 333-350.

Ahmed, T., Burley, E., Rigden, S. e Abu-Tair, A.I. (2003) – “The Effect of Alkali Reactivity on the Mechanical Properties of Concrete”. *Construction and Building Materials*, n 17, pp 123-144.

Andriolo, F. R. (1997)- “Preposições para a Conservação de Estruturas Afetadas pela Reação Álcali-Agregado”. *Simpósio sobre Reatividade Álcali-Agregado em Estruturas de Concreto*.

Arnesen, A. Sorensen, S.I. e Bergan, P.G. (1980) - “Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete”. *Computers & Structures*, Vol. 12, pp 571-579.

Ávila, J.I.S.L. e Madureira, E.L. (2006) – “Conseqüências Deletérias do Efeito Expansivo da Reação Álcali Agregado Em Elementos Estruturais de Concreto Armado”. *II Simpósio sobre Reação álcali agregado em Estruturas de Concreto*. IBRACON.

Balakrishnan, S. e Murray, D.W.(1988) – “Concrete Constitutive Model for NLFE Analysis of Structure”. *Journal of structural Engineering, ASCE*. Vol. 114, n. 7, pp. 1449-1466.

Bangash, M.Y.H. (1989) – “Concrete and Concrete Structures: Numerical Modeling and Application”. *Elsevier Applied Science*. London.

Barzegar, F. e Maddipudi, S. (1997) – “Three-Dimensional Modeling of Concrete Structures. I: Plain Concrete, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 123, n. 10, pp. 1339-1346.

Barzegar, F. e Maddipudi, S. (1997) – “Three-Dimensional Modeling of Concrete Structures. II: Reinforced Concrete, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 123, n. 10, pp. 1347-1356.

Bashur, F.K. e Darwin, D. (1978) – “Nonlinear Model for Reinforced Concrete Slabs”. *Journal of Structural Division, ASCE*. Vol 104, n ST 1, pp. 157-170.

Bastian, G. e Khelidj, A. (1995) – “Propriétés Thermophysiques d'un Béton Fraîchement Coulé”. *Bull. Liaison Labo. P. Et Ch.*, n. 200, pp. 25-35.

- Bathe, K.J. (1982) – “Finite Element Procedures in Engineering Analysis”. *Prentice Hall*.
- Bazant, Z. P.(1978)- “ Thermodynamics of Solidifying or Melting Viscoelastic Material”. *Journal of Engineering Mechanics*. Vol. 105, **Nº 6**, December. ASCE, pp. 933-952.
- Bazant, Z. P., Cedolin, L. (1979)- “ Blunt Crack Band Propagation in Finite Element Analysis”. *Journal of Engineering Mechanics*. Vol. 105, **Nº 2**, April. ASCE, pp. 297-315.
- Bazant, Z.P. e Cedolin, L. (1980) “Fracture Mechacics of Reinforced Concrete”. *Journal of the Engineering Mechanics, ASCE*. Vol. 106, **n. EM6**, pp. 1287-1306.
- Bazant, Z.P. e Cedolin, L. (1983) “Finite Element Model of Crack Band Propagation”. *Journal of the Engineering Mechanics, ASCE*. Vol. 109, **n. EM1**, pp. 69-93.
- Bazant, Z.P. e Oh, B.H. (1983) – “Crack Band Theory for Fracture of Concrete”. *Materials and Structures, RILEM, Paris*, Vol. 116, pp. 155-176.
- Bazant, Z. P.(1983)- “ Comment on Orthotropic Models for Concrete and Geomaterials”. *Journal of Engineering Mechanics*. Vol. 109, **Nº 3**, June. ASCE, pp. 849-865.
- Bazant, Z. P., Tsubaki, T. e Celep, Z. (1983)- “ Singular History Integral for Creep Rate of Concrete”. *Journal of Engineering Mechanics*. Vol. 109, **Nº 3**, June. ASCE, pp. 866-884.
- Bazant, Z. P., Lin, F. B. (1988)- “ Nonlinear Smeared Cracking Model for Concrete Fracture”. *Journal of Structural Engineering*. Vol. 114, **Nº 11**, November. ASCE, pp. 2493-2510.
- Bazant, Z. P., Prasannan, S. (1989)- “ Solidification Theory for Concrete Creep. I: Formulation”. *Journal of Engineering Mechanics*. Vol. 115, **Nº 8**, August. ASCE, pp1691-1703.
- Bazant, Z. P., Prasannan, S. (1989)- “ Solidification Theory for Concrete Creep. II: Verification and Application”. *Journal of Engineering Mechanics*. Vol. 115, **Nº 8**, August. ASCE, pp. 1704-1725.
- Bazant, Z.P. e Ozbolt, J. (1989) – “Nonlinear Microplane Model for Fracture, Damage and size Effects in Structures”. *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*. Vol. 116, **n. 11**.
- Bazant, Z. P., Hauggaard, A. B., Baweja, S., e Ulm, F. J. (1997)- “Microprestress-Solidification Theory for Concrete Creep. I: Aging and Drying Effects”. *Journal of Engineering Mechanics*. Vol. 123, **Nº 11**, November. ASCE, pp. 1188-1194.

Bazant, Z. P., Huggaard, A. B. e Baweja, S. (1997)- "Microprestress-Solidification Theory for Concrete Creep. II: Algorithm and Verification". *Journal of Engineering Mechanics*. Vol. 123, Nº 11, November. ASCE, pp. 1195-1201.

Bedard, C. e Kotsovos, M.D. (1986) – "Fracture Process of Concrete for NLFEA Methods". *Journal of Structural Engineering, ASCE*. VOL 112, n. 3, pp. 573-587.

Bérubé, M. A., Durand, B., Vézina, D. e Fournier, B. (2000)- "Alkali-Aggregate Reactivity in Québec(Canada)". *Canadian Journal of Civil Engineering*. 27, pp. 226-245.

Bhattacharjee, S. S.e Léger, P. (1994)- " Application of NLFM Models to Predict Cracking in Concrete Gravity Dams". *Journal of structural Engineering*, Vol. 120, Nº 4, April. ASCE, pp. 1255-1267.

Bournazel, J.P., Capra, B., Mébarki, A. e Sellier, A. (1994) – "Alkali-aggregate Reaction – a Probabilistic Description of Induced Mechanical Effects". *International Conference of Computational Modelling of Concrete Structures*, Vol. 1, ed De Borst. Mang, Bicanic, Euro-C, pp 491-500.

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, pp177-187.

Bragg, D. (2000)- "Alkali-Aggregate Reactivity in Newfoundland, Canada". *Canadian Journal of Civil Engineering*. 27, pp. 192-203.

Capra, B. e Bournazel, J. P. (1998) – "Modelling of Induced Mechanical effects of Alkali-Aggregate Reactions". *Cement and Concrete Research*, Vol. 28, Nº.2, pp 251-260.

Capra, B. e Sellier, A. (2002) – "Orthotropic Modelling of Alkali-Aggregate Reaction in Concrete Structures: Numerical Simulations". *Mechanics of Materials*.

Cedolin, L., Crutzen, Y.R.J. e Poli, S.D. (1977) – "Triaxial Stress-Strain Relationship for Concrete". *Journal of Engineering Mechanics*, pp. 423-439.

Cervera, M., Oliver, J., Herrero, E. e Oñate, E. (1990)- " A Computational Model for Progressive Cracking in Large Dams Due to Swelling of Concrete". *Engineering Fracture Mechanics*, Vol. 35, Nº 1/2/3, pp. 573-585.

Cervera, M., Oliver, J., e Prato, T. (2000)- "Simulation of Construction of RCC Dams. I: Temperature and Aging". *Journal of structural Engineering*, Vol. 126, N° 9, September. ASCE, pp. 1053-1061.

Cervera, M., Oliver, J., e Prato, T. (2000)- "Simulation of Construction of RCC Dams. II: Stress and damage". *Journal of structural Engineering*, Vol. 126, N° 9, September. ASCE, pp. 1062-1069.

Chang, T.Y., Taniguchi, H. e Chen, W.F. (1987) – "Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Panels". *Journal of Structural Engineering*, ASCE. VOL. 113, n. 1, pp. 122-140.

Channakeshava, C, e Iyengar, K. T. S. R. (1988)- "Elasto-Plastic Cracking Analysis of Reinforced Concrete". *Journal of structural Engineering*, Vol. 114, N° 11, November. ASCE, pp. 2421-2438.

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

Chatterji, S. e Christensen, P. (1990)- "Studies of Alkali-Silica Reaction. Part 7. Modelling of Expansion". *Cement and Concrete Research*. Vol. 20, pp. 285-290.

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

Chen, W.F. (1976) – "Plasticity of Reinforced Concrete", McGraw-Hill, New York.

Chen, W.F. e Han, D.J. (1988)– "Plasticity for Structural Engineers". *Springer – Verlag editors*, New York.

Chen, Y., Wang, C., et al (2001) – "Simulation Analysis of Thermal Stress of RCC Dams Using 3-D Finite Element Relocating Mesh Method". *Advances in Engineering os Software*, Vol 32, pp. 677-682.

Clark, L. A. (1991)- "Modeling the Structural Effects of Alkali-Aggregate Reactions on Reinforced Concrete". *ACI Material Journal*. Vol 88, N° 3, May-June, pp. 271-277.

Cook, R.D., Malkus, D.S. e Plesha, M.E. (1989) – "Concepts and Applications of Finite Element Analysis". *John Wiley & sons*. Third Edition. Singapore.

Cook, R.D. (1995) – “Finite Element Modeling Stress Analysis”. *John Wiley and Sons, Inc.* New York, USA.

Crisfield, M. A. (1991) – “Non Linear Finite Element Analysis of Solids and Structures”. *John Wiley and Sons, Inc.* New York, USA.

Danay, A. (1994)- “Structural Mechanics Methodology in Diagnosing and Assessing Long-Term Effects of Alkali-Aggregate Reactivity in Reinforced Concrete Structures”. *ACI Material Journal*. Vol. 91, Nº 1, January-February, pp. 54-62.

Darwing, D. e Pecknold, D.A. (1977) – “Analysis of Cyclic Loading of Plane R/C Structures”, *Computers & Structures*. Vol. 7, n. 1, pp. 137-147.

DeMerchant, D. P., Fournier, B. e Strang, F. (2000)- “ Alkali-Aggregate Research in New Brunswick”. *Canadian Journal of Civil Engineering*. **27**, pp. 215-225.

Desai, C.S. e Siriwardance, H.J. (1972) – “Constitutive Laws for Engineering Material”, *Prentice-Hall*, New Jersey.

Destrebecq, J.F. e Jurkiewicz (2001) – “A Numerical Method for the Analysis of Rheologic Effects in Concrete Bridges”. *Computer Aided Civil and Infrastructure Engineering*, n. **16**, pp. 347-364.

Diamond, S., Barneyback, R.S. e Struble, L.J. (1981) – “On the Physics and the Chemistry of Alkali-Silica Reaction”. *5th ICAAR*, Cape Town, South Africa, S 252,22.

Elwi, A. A. e Murray, D.W. (1979) – “A 3-D Hypoelastic Concrete Constitutive Relationship”. *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 105, n. **4**, pp 623-641.

Fairbairn, E.M.R. – “Modelos Numéricos Clássicos(Viscoelasticidade com Envelhecimento) para o Comportamento Reológico do Concreto”. *COC 770 –Módulo IV, COPPE/UFRJ- Programa de Engenharia Civil*.

Fanela, D.A. (1990) – “Fracture and Failure of Concrete in Uniaxial and Biaxial Loading”. *Journal of Engineering Mechanics*. Vol. 116, n. **11**, pp. 2341-2362.

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*.

Farage, M.C.R., Alves, J.L.D. e Fairbairn, E.M.R. (2004) – “ Macroscopic Model of Concrete Subjected to Alkali-Aggregate Reaction”. *Cement and Concrete Research*, n. **34**, pp. 495-505.

Förster, W. e Stegbauer, A. (1975) – “Vigas – pared: Gráficos para su cálculo”. *Ed. Gustavo Gili*, Barcelona, Espanha.

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.

Franco, S.G., Margarido, A.F. e Scandiuzzi, L. (1994) – “Distância entre Juntas. Do Problema Térmico em Barragens tipo CCR: Determinação da Distância entre Juntas de Retração”. *Revista IBRACON*, Ano IV, n. **9**, pp 20-25.

Furusawa, Y., Ohga, H. e Uomoto, I. (1994) – “Na 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.

Gambale, E. A., Fontoura, J. T. F., Guedes, Q. M. e Andrade, W. P. (1992)- “Resolução Numérica do Modelo Viscoelástico Linear com Envelhecimento do concreto e sua aplicação no Cálculo das Tensões de Origem Térmica em Barragens de CCR”. *XX Seminário Nacional de Grandes Barragens e 34^a Reunião do IBRACON*, Curitiba-PR, pp. 17-26.

Garboczi, E.J. (1997) – “Stress, Displacement, and Expansive Cracking Around a Single Spherical Aggregate Under Different Expansive Conditions”. *Cement and Concrete Research*, Vol. 27, n. **4**, pp.495-500.

Garcia-Diaz, E., Riche, J., Bulteel, D. e Vernet, C. (2006) – “Mechanism of damage for the alkali-silica reaction”. *Cement and Concrete Research*, **36**, pp 395-400.

Gerstle, W. H. e Xie, M. (1992)- “ FEM Modeling of Fictitious Crack Propagation in Concrete”. *Journal of Engineering Mechanics*. Vol. 118, N^o **2**, February. ASCE, pp. 416-434.

Grattan-Bellew, P.E. (1983) – “Re-evaluation of Standard Mortar Bar and Concrete Prism Test for Alkali-Aggregate Reactivity”. *Cement and Concrete Research*. Vol. 16, n. **94**, pp. 243-250.

Gupta, A.K. e Akbar H. (1983) – “A Finite Element for the Analysis of Reinforced Concrete Structures”. *International Journal of Numerical Methods in Engineering*. Vol. 19, pp. 1705-1712.

Gupta, A. K. e Akbar, H. (1984)- “Cracking in Reinforced Concrete Analysis”. *Journal of structural Engineering*, Vol. 110, N^o 8, August. ASCE, pp. 1735-1746.

Hillerborg, A. Modeer, M. e Peterson, P.E. (1976) – “Analysis of Concrete Formation and Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Element”. *Cement and Concrete Research*, Vol. 6, n. 6, pp. 773-782.

Hognestad, E. (1951) – “A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members”. *Bolletín n. 399, Engineering Experiment Station, University of Illinois, Urbana, Illinois*, Vol. 49, n 22.

Honório da Silva, S. J. (2003) – “Análise de Estruturas de Concreto Armado Sujeitas à Corrosão de Armadura por Cloretos Através do Método dos Elementos Finitos”. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Hu, H.T. e Schnobrich, W.C. (1990) – “Non Linear Analysis of Cracked Reinforced Concrete”. *Am. Concr. Inst. Struct. J.*, Vol. 87, N. 2, pp. 199-207.

Huang, M. e Pietuszczac, S. (1999) – “Modeling of Thermomechanical Effects of Alkali-Silica Reaction”. *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 125, n. 4, pp. 476-485.

Hughes, B.P. e Chapman, G.P. (1966) – “ The Deformation of Concrete and Microconcrete and Tension with Particular Reference to Aggregate Size”. *Magazine of Concrete Research*, n. 18,(54), pp 19-24.

Institution of Structural Engineering (1992) – “Structural Effects of Alkali-Silica Reaction, Technical Guidance on the Appraisal of Existing Structures. ISE. London.

Jansen, D.C. e Shah, S.P. (1997) – “Effect of Length on Compressive Strain Softening of Concrete”. *Journal of Engineering Mechanics*. Vol. 24, n. 1, pp. 25-35.

Jiang, W. (1999) – “Hardening Models and Their Predictions of Material Response”. *Journal of Engineering Mechanics*. Vol. 125, n. 4, pp. 382-391.

Jiang, W. (1999) – “General Kinematic-Isotropic Hardening Model”. *Journal of Engineering Mechanics*. Vol. 125, n. 4, pp. 487-490.

Karsan, I.D. e Jirsa, J.O. (1969) – “Behaviour of Concrete under Compressive Loadings”, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 95, n. 12, pp. 2543-2563.

Kawano, A., e Warner, R. F. (1996)- “Model Formulations for Numerical Creep Calculations for Concrete”. *Journal of structural Engineering*, Vol. 122, **Nº 3**, March. ASCE, pp. 284-290. s
Keuser, M. e Mehlhorn, G. (1987) – “Finite Element Models for Bond Problems”. *Journal of Structural Engineering*, ASCE. Vol. 113, **n. 10**, pp. 2160-2173.

Kumar, R. e Nayak, G. C. (1994)- “Numerical Modeling of Tensile Crack Propagation in Concrete Dams”. *Journal of structural Engineering*, Vol. 120, **Nº 4**, April. ASCE, pp. 1053-1074.

Kuperman, S. C., Ferreira, W. V. F., Fabbro, J. C., Negrini, M. A., Cifú, S., Kako, H., Mariano, A. e Tavares, F. (1997)- “Ocorrência de Reação Álcali-Agregado em Tomada de Água”. *Simpósio sobre Reatividade Álcali-Agregado em Estruturas de Concreto*.

Kupfer, H.B., Hilsdorf, H.K. e Rüsç, H. (1969) - “Behaviour of Concrete under Biaxial Stresses”. *Am. Concr. Inst. Struct. J.*, Vol. 66, **N. 8**, pp. 656-666.

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.

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.

Langley, W. S. (2000)- “Alkali-Aggregate Reactivity in Nova Scotia”. *Canadian Journal of Civil Engineering*. **27**, pp. 204-211.

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.

Larive,C. (1997) – Apport Combinés de l’Expérimentation et de la Modélisation à la Compréhension de l’Alcali-Réaction et ses Effets Mécaniques. *PhD Thesis*, LCPC, Paris.

Lefas, I.D., Kotsovos, M.D. e Ambraseys, N.N. (1990) – “Bahaviour of Reinforced Concrete Structural Walls: Strength, Deformation Characteristics and Failure Mechanism”. *Am. Concr. Inst. Struct. J.*, Vol. 87, **n. 1**, pp. 23-31.

Léger, P., Venturelli, J. e Bhattacharjee, S.S. (1993) – “Seasonal Temperature and Stress Distributions in Concrete Gravity Dams. Part 1: Modelling”. *Canadian Journal of Civil Engineering*, **n. 20**, pp. 1018-1029.

Léger, P., Venturelli, J. e Bhattacharjee, S.S. (1993) – “Seasonal Temperature and Stress Distributions in Concrete Gravity Dams. Part 2: Behavior”. *Canadian Journal of Civil Engineering*, n. 20, pp. 1018-1029.

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.

Léger, P., Côte, P., e Tinawi, R. (1996) – “Finite Element Analisis of Concrete Swelling Due to Alkali-Aggregate Reaction in Dams”. *Computers & Structures*, Vol. 60, N^o 4, pp. 601-611.

Lehtola, R., Vaz, L. E., Vargas Jr, E. A. e Guedes, Q. M. (1997)- “Modelos Numéricos para a Simulação da RAA em Estruturas de Concreto Massa. *Simpósio sobre Reatividade Alkali-Agregado em Estruturas de Concreto*.

Leibengood, L.D., Darwin, D. e Dodds, R.H. (1986) – “Parameters Affecting FE Analysis of Concrete Structures”. *Journal of Structural Engineering, ASCE*. Vol. 112, n. 2, pp. 326-341.

Lemaitre, J. e Chaboche, J.L. (1988) – “Mécanique des Matériaux Solides. Dunod, Paris.

Leonhardt, F. e Mönning, E.(1978) – “Introdução de Cargas ou Forças Centradas”. *Construções de Concreto*, vol. 2, 1^a edição, pp. 59-67.

Li, C.Q. e Melchers, R.E. (1992) – “Reability Analysis of Creep and Shrinkage Effects”. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 118, n. 9, pp. 2323-2336.

Li, K. e Coussy, O. (2002) – “Concrete ASR degradation: from material modeling to structure assessment”. *Concrete Science Engineering*. 4, pp 35-46.

Lin, C.S. e Scordelis, A.C. (1975) – “Nonlinear Analysis of RC Shells of General Form”. *Journal of Structural Division, ASCE*, Vol. 101, n. ST3, pp 523-538.

Linsbauer, H. N., Ingraffea, A. R., Rossmannith, H. P. e Wawrzynek, P. A. (1989)- “Simulation of Cracking in Large Arch Dam: Part I”. *Journal of structural Engineering*, Vol. 115, N^o 7, July. ASCE, pp. 1599-1615.

Linsbauer, H. N., Ingraffea, A. R., Rossmannith, H. P. e Wawrzynek, P. A. (1989)- “Simulation of Cracking in Large Arch Dam: Part II”. *Journal of structural Engineering*, Vol. 115, N^o 7, July. ASCE, pp. 1616-1630.

Lu, D., Fournier, B. e Grattan-Bellew, P.E. (2006) – “Evaluation of Accelerated Test Methods for Determining Alkali-silica reactivity of Concrete Aggregates”. *Cement & Concrete Composites*, **28**, pp 546-554.

Madureira, E.L. e Ávila, J.I.S.L. (2004) – “Modelagem numérica de fluência e reações álcali agregado para o concreto armado”. *CILAMCE*.

Madureira, E.L. e Ávila, J.I.S.L. (2003) – “Deformação Lenta na Flexão Simples”. V *Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto*.

Malla, S. e Wieland, M. (1999) – “Análisis of an Arch-Gravity Dam with a Horizontal Crack”. *Computers & structures*, **n. 72**, pp. 267-278.

Marzouk, H. e Langdon, S. (2003) – “The Effect of Alkali-Aggregate Reactivity on the Mechanical Properties of High and Normal Strength Concrete”. *Cement and Concrete Composites*, **n. 25**, pp 1-8. s

McGregor, J.G. (1997) – “Reinforced Concrete”. *Prentice Hall, Inc.* New Jersey.

Mohammed, T.U., Hamada, H. e Yamaji, T. (2003) – “Alkali-silica Reaction-induced Strains Over Concrete Surface and Steel Bars in Concrete”. *ACI Material Journal*. **100**, pp 133-142.

Monnin, Y., Dégrugilliers, P., Bulteel, D. e Garcia-Diaz, E. (2006) – “Petrography Study of Two Siliceous Limestone Submitted to Alkali-silica Reaction”. *Cement and Concrete Research*. **36**, pp 1460-1466.

Moore, I.D. e Hu, F. (1996) – “Linear Viscoelastic Modelling of Profiled High Density Polyethylene Pipe”. *Canadian Journal of Civil Engineering*, **n. 23**, pp. 395-407.

Moranville-Regourd, M. (1997) – “Modelling of Expansion Induced by ASR-New Approaches”. *Cement and Concrete Composites*. **19**, pp. 415-425.

Multon, S., Seignol, J.F. e Toutlemonde, F. (2005) – “Structural Behavior of Concrete Beams Affected by Alkali-silica Reaction”. *ACI Material Journal*, **102(2)**, pp 67-76.

Multon, S. e Toutlemonde, F. (2006) – “Effect of Applied Stresses on Alkali-silica Reaction-induced Expansions”. *Cement and Concrete Research*, **36**, pp 912-920.

Nayak, G.C. e Zienkiewicz, O.C. (1972) – “Elasto-Plastic Stress Analysis”. *International Journal of Numerical Methods in Engineering*. Vol. 5, pp. 113-135.

NBR 7197 (1989) – “Fluência, Retração e Relaxação”. *Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT*. pp 11-23.

Ngo, D. e Scordelis, A.C. (1967) – “Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams”. *Journal of ACI*, Vol. 64, n. 3, pp. 152-163.

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.

Paulon, V. A. e Armelin, J. L. (1997)- “Diagnóstico e Recuperação de Barragem Apresentando Reação Álcali-Agregado”. *Simpósio sobre Reatividade Álcali-Agregado em Estruturas de Concreto*.

Pietruszczac, S., Jiang, J. e Mirza, F.A. (1988) – “An Elastoplastic Constitutive Model for Concrete”. *International Journal of Solids Structures*. Vol. 24, n. 7, pp. 705-722.

Pietruszczac, S. e Xu, G. (1995) – “Brittle Response of Concrete as a Localization Problem”. *International Journal of Solids Structures*. Vol. 32, n. 11, pp. 1517-1533.

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

Pimenta, P.M. e Santos, H.C. – “Análise e Retro-análise de Estruturas de Concreto Sujeitas à Deformação Lenta”. *IV Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto*. pp 1-19.

Ponce, J.M. e Batic, OR.(2006) – “Different Manifestations of the Alkali-silica Reaction in Concrete According to the Reaction Kinetics of the Reactive Aggregate”. *Cement and Concrete Research*, n. 36, pp 1148-1156.

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

Popovics, S. (1969) – A Review of Stress-Strain Relationships for Concrete”. *Journal of ACI*, Vol. 66, n. 5, pp. 756-764.

Popovics, S. (1973) – “A Numerical Approach to the Complete Stress-Strain Curve of Concrete”. *Cement and Concrete Research*, Vol. 3, pp. 583-599.

Ramyar, K., Topal, A. e Andiç, Ö. (2005) – “Effects of aggregate size and angularity on alkali-silica reaction”. *Cement and Concrete Research*, **35**, pp 2165-2169.

Rashid, Y.R. (1968) – “Analysis of Prestressed Concrete Pressure Vessels”. *Nuclear Engineering and Design*, Vol. 7, n. 4, pp 334-344.

Rogers, C., Grattan-Bellew, P. E., Hooton, R. D., Ryell, J. e Thomas M. D. A. (2000)- “ Alkali-Aggregate reactions in Ontario”. *Canadian Journal of Civil Engineering*. **27**, pp. 246-260.

Rosselló, C., Elices, M. e Guinea, G.V. (2006) – “Fracture of model concrete: 2. Fracture energy and characteristic length”. *Cement and Concrete Research*, n. **36**, pp. 1345-1353.

Roy, S. T. R. e Morrison, J. A. (2000) - “Experience Alkali-Aggregate Reaction in the Canadian Prairie Region”. *Canadian Journal of Civil Engineering*. **27**, pp. 261-276.

Sankarasubramanian, G. e Rajasekaran, S. (1996) – “Constitutive Modeling of Concrete Using a New Failure Criterion”. *Computers & Structures*, Vol 58, n. 5, pp. 1003-1014.

Santos, H.C. e Pimenta, P.M. (2002) – “Algoritmos de Integração de Tensões na Viscoelasticidade do Concreto”. *XXX Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural*, Brasília. pp. 1-22.

Santos, H.C. e Pimenta, P.M. (2002) – “Análise e Retro-análise de Vigas de Concreto Armado e Protendido Sujeitas aos Fenômenos Viscoelásticos”. *XXX Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural*, Brasília. pp. 1-22.

Shayan, A., e Quick, G.W. (1992) – “Microscopic Features of Cracked and Uncracked Concrete Railway Sleepers”. *ACI Material Journal*. Vol. 89, n. 4, pp348-361.

Scott. B.D. et al (1982) – “ Stress-Strain Behaviour of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strains Rates”. *Am. Concr. Inst. Struct. J.*, Vol. 79, n. 1, pp. 13-27.

Shrimer, F. H. (2000)- “ Experience Alkali-Aggregate Reaction in the British Columbia”. *Canadian Journal of Civil Engineering*. **27**, pp. 277-293.

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.

Swamy, R. N. (1997) – “Assesment and rehabilitation of AAR=Affected Structures”. *Cement and Concrete Composites*, n. **19**, pp. 427-440.

Tasuji, M.E., Nilson, A. H. e Slate, F.O. (1979) – “Biaxial Stress-Strain Relationships for Concrete”. *Magazine of Concrete Research*. **31**(109) pp 217-224.

Thomas M. D. A. (1984)- “Diagnosis of Alkali Aggregate Reaction in Concrete Structures- Draft Guidelines”. *American Concrete Institute. Guide for Making a Condition Survey of Concrete in Service. ACI 201.1R-68*, pp. 14-30.

Ulm, F. J., e Coussy, O. (1996)- “ Strength Growth as Chemo-Plastic Hardening in Early Age Concrete”. *Journal of Engineering Mechanics*. Vol. 122, N^o **12**, December. ASCE, pp. 1123-1132.

Ulm, F. J., Coussy, O., Kefei, L. e Larive, C. (2000) – “Thermo-Chemo-Mechanics of ASR Expansion in Concrete Structures”. *Journal of Engineering Mechanics*. Vol. 126, N^o **3**, December. ASCE, pp. 233-242.

Valliapan, S. (1981) – “Continuum Mechanics Fundamentals”. *Balkema*, Rotterdam, Netherlands.

Van Mier, J.G.M. (1984) – “Complete Stress-Strain Behavior and Damaging Status of Concrete Under Multiaxial Conditions”. *International Conference On Concrete Under Multiaxial Conditions*. Vol. 1, Toulouse, France, pp. 75-85.

Vecchio, F.J. (1986) – “The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear”. *Am. Concr. Inst. Struct. J.*, Vol. 83, n. **2**, pp. 219-231.

Vecchio, F.J. (1989) – “Nonlinear Finite Element Análisis of Reinforced Concrete Membranes”. *Am. Concr. Inst. Struct. J.*, Vol. 86, n. **1**, pp. 26-35.

Vecchio, F.J. (1990) – “Reinforced Concrete Membrane Element Formulations”. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 116, n. **3**, pp. 730-750.

Vecchio, F.J. (1992) – “Finite Element Modeling of Concrete Expansion and Confinement”. *the Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.118, n. 9, p.p.2390-2406.

Xu, G. e Pietruszczak (1997) – “Numerical Analysis of Concrete Fracture Based on a Homogenization Technique”. *Computers & Structures*, Vol 63, n. 3, pp. 497-509.

Weaver, W., Jr e Johnston, P.R. (1984) – “Finite Elements for Structural Analysis”. *Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J.*

Welch, G.B. e Haismann, B. (1969) – “Fracture Toughness Measurement of Concrete”. *Report n R42*, University of New South Wales, Sidney, Austrália.

Wood, J. G. M. e Johnson, R. A. (1993)- “The Appraisal and Maintenance of Structures with Alkali-Silica Reaction”. *The Structural Engineering*. Vol. 71, Nº 2, p.p. 19-23.

Yamamura, K.(1994) – “Effect of Steel Reinforcement on Alkali-silica Reaction of Concrete”. *J. Soc. Mater. Sci. Jpn*, pp 970-975.

Yi, C.K. e Ostertag, C.P. (2005) – “Mechanical Approach in Mitigating Alkali-silica Reaction”. *Cement and Concrete Research*. 35, pp 67-75.

Zienkiewicz, O.C., Watson, M. e King, I.P. (1968) – “A Numerical Method of Visco-Elastic Stress Analysis”. *International Journal of Mechanics Science*, Vol. 10, pp. 807-827.

Zienkiewicz, O.C. e Corneau, I.C. (1974) – “Visco-Plasticity-Plasticity and Creep in Elastic Solids- A Unified Numerical Solution Approach”. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol 8, pp. 821-845.

Apêndice I

Manual descritivo do ANLE

I.1 – Introdução

Este manual tem por objetivo a descrição operacional da estrutura lógica do programa apresentado no capítulo 5. Nele está sendo apresentada a caracterização funcional das sub-rotinas mais fundamentais dentro da estrutura lógica do programa.

I.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 i.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 seqüências 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.

I.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 “ANLEBIIN”, gerado previamente através da utilização de um pré-processador numérico o **GERDATA7**, elaborado especificamente para tal fim.

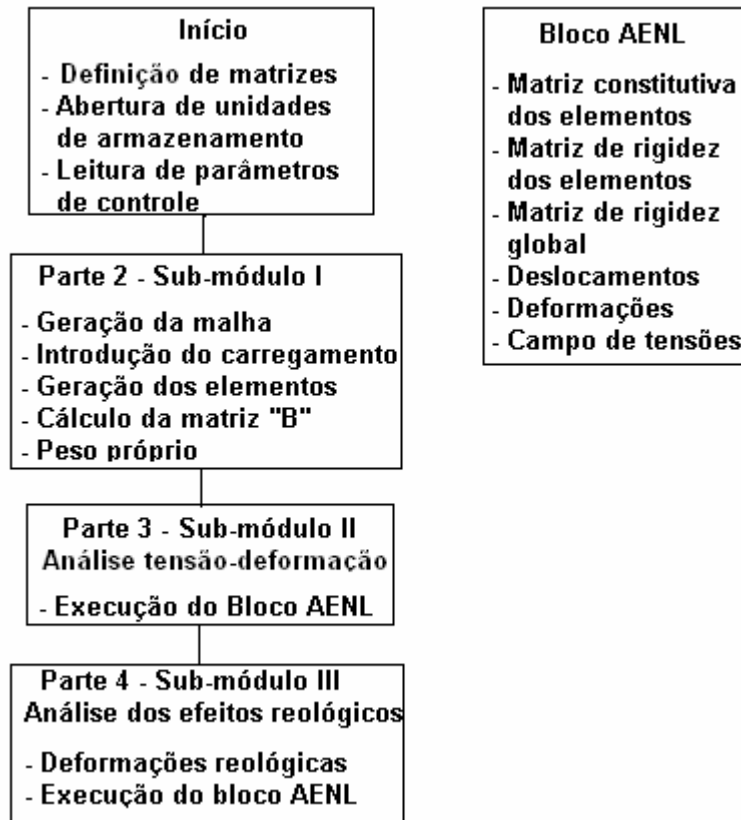


Figura i.1 – Organograma geral do programa

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.

I.4 – Segunda etapa

Esta etapa é definida pelo sub-módulo I (Figura i.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**”.

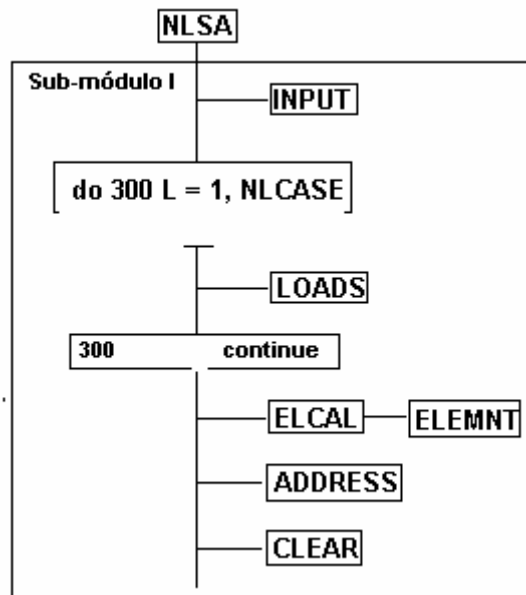


Figura i.2 – Sub-módulo I

Na seqüência 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 seqüencial 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 seqüencial 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 seqüencialmente 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 seqüencial.

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 seqüência 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 seqüência 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 **NPAR(i)**.

Ainda dentro do ciclo, a sub-rotina **ELCAL** aciona a sub-rotina **ELEMNT**, que por sua vez aciona seqüencial e alternativamente, as cadeias de sub-rotinas apropriadas para a geração dos elementos, conforme seja o seu tipo no problema em análise (Figura i.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 i.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 seqüencialmente as cadeias de sub-rotinas "**A**" e "**B**", esta última ilustrada na figura i.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.

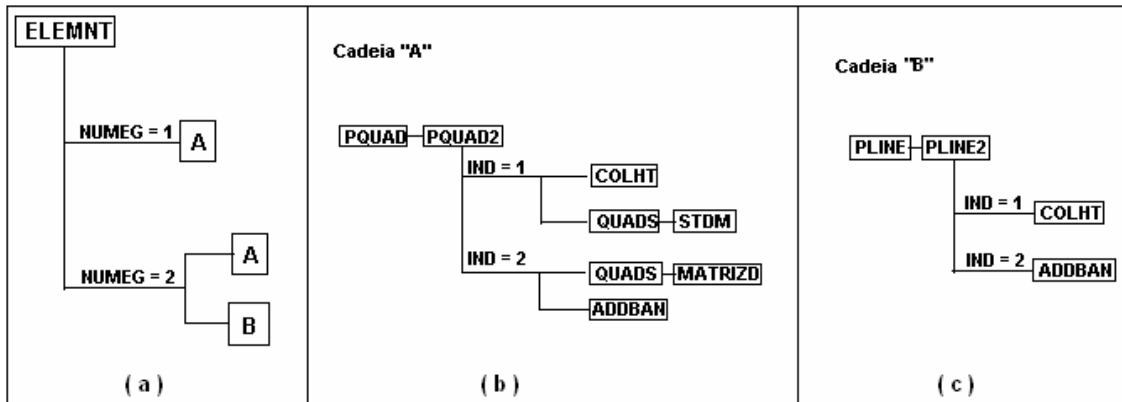


Figura i.3: a -) Ramificações do elo de ação da sub-rotina **ELEMNT**; b -) Cadeia de sub-rotinas “A”; e, c-) Cadeia de sub-rotinas “B”

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 seqüência 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 seqüencial 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 elasticidade, 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.

I.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 seqüência de procedimentos esquematizada pelo fluxograma do sub-módulo II (Figura i.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 i.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 i.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**.

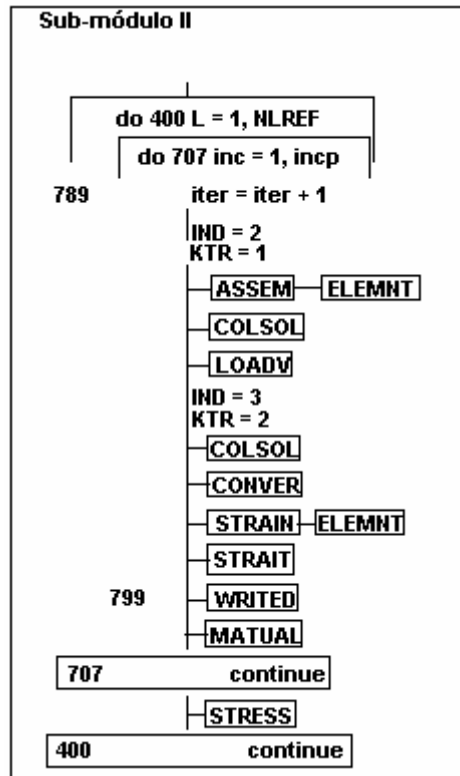


Figura i.4 – Sub-módulo II

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 seqüência 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 seqüência 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.

I.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 i.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 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 i.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.

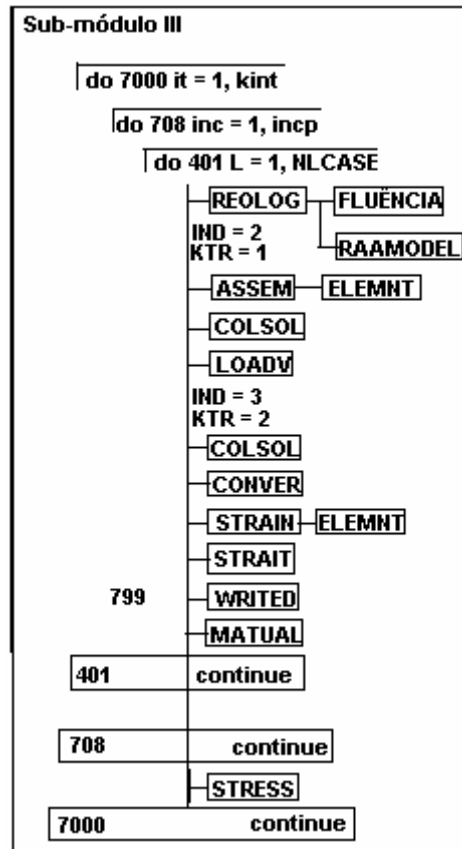


Figura i.5 – Sub-módulo III

I.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.

Apêndice II

Manual de Entrada do ANLE

O presente anexo constitui um documento de cunho orientador voltado para instruir a tarefa de elaboração dos dados de entrada do código computacional **“ANLE”**.

Para fins de elaboração da massa de dados o formato de entrada é o formato livre. Os dados deverão ser armazenados em um arquivo neutro o qual receberá o nome **“ANLEBIIN”**.

A primeira linha de dados se refere à leitura de duas variáveis inteiras que no arquivo fonte recebem os nomes de **“KELH”** e **“KELV”**, e, representam o total de fileiras de elementos planos nas direções horizontal e vertical, respectivamente. Esses dados são voltados para a elaboração automática dos arquivos diretores para o traçado dos campos de tensões no pós-processador bidimensional **“PROJECT1”** desenvolvido em **“DELPH”**. É aplicável exclusivamente para o caso particular de o domínio do problema e o elemento finito adotado serem de formato retangular.

A segunda linha representa as informações de controle do problema a ser analisado, e, é formada por uma série de dados constituídos de números inteiros referentes às variáveis inteiras **“NUMNP”**, **“NUMEG”**, **“KGLN”**, **“NLCASE”**, **“MODEX”**, **“ITRR”**, **“KINT”**, **“IUND”**, **“INDE”** e **“IDDES”**.

“NUMNP” representa o total de pontos nodais da malha de elementos finitos. **“NUMEG”** é o total de grupos de elementos, que deve ser igual a **1** para problemas envolvendo elementos estruturais de concreto simples e igual a **2** quando se tratar de concreto armado. **“KGLN”** é o total de graus de liberdade possíveis por ponto nodal o qual deve ser assinalado igual a **2**, pois, a versão atual do programa trabalha com elementos no plano bidimensional. **“NLCASE”** representa o total de casos de carregamento.

“MODEX” é o seletor das etapas da tarefa que se pretende realizar. Quando se deseja apenas a geração da geometria do problema para fins de conferência deve-se atribuir à

variável o valor 0(zero). Para a execução do programa na íntegra deve-se atribuir à variável o valor 1 (um). **“ITRR”** é a variável seletora do tipo de análise que o programa deve realizar. Terá o valor 0(zero) quando a análise envolver apenas os efeitos imediatos ao carregamento. Receberá o valor 1 (um) quando se desejar a inclusão da análise apenas das deformações por fluência. Será igual a 2 (dois) quando a análise considerar tão somente o efeito expansivo decorrente da reação álcali agregado. E, será igual a 3 (três) quando a análise levar em conta simultaneamente os efeitos das deformações por fluência e das expansões por RAA.

“KINT” representa o total de instantes de tempo a considerar, na hipótese de a análise envolver a consideração dos efeitos reológicos. **“IUND”** representa o indicador do sistema de unidades a utilizar no problema em análise. Para utilização do Sistema Internacional de Unidades deve-se atribuir à variável o valor 1(um). Para o caso de se utilizar o Sistema Inglês de Unidades deve-se atribuir à variável o valor 2 (dois). **“INDE” e “IDDES”** representam os indicadores do grau de liberdade tomado como referência para a verificação da convergência do algoritmo de equilíbrio de cargas.

Na seqüência serão escritas tantas linhas de dados quanto for o total de pontos nodais da malha de elementos finitos. Cada uma dessas linhas será constituída de uma série de três números inteiros e dois números reais. O primeiro valor inteiro representa o número de ordem do ponto nodal. Os dois seguintes representam o tipo de vinculação de cada um dos dois graus de liberdade do ponto nodal. Receberá o valor 0(zero) o grau de liberdade livre, e, o valor 1(um), o grau de liberdade impedido de se deslocar. Os dois números reais representam as coordenadas **“X”** e **“Y”** do ponto nodal considerado.

A seguir ter-se-á os blocos de dados referentes ao carregamento solicitante. Este bloco será repetido seqüencialmente tantas vezes quanto for o total de casos de carga previsto. Ele se inicia com uma linha que deve conter dois números inteiros. O primeiro deles, armazenado na variável **“LL”**, representa o número de ordem de cada uma das cargas. O segundo, representado pela variável **“NLOAD”**, se refere ao total de pontos nodais carregados para o caso de carga considerado.

Na seqüência deve constar uma linha de dados com um número inteiro referente ao total de incrementos de carga segundo o qual a carga total deve ser subdividida para a realização da análise incremental e um número real representando o fator de carga. O fator de carga constitui um multiplicador destinado a permitir o ajuste do valor desejado para a carga básica total.

A seguir deve ser incluída uma série de linhas de dados com quantidade igual ao total de pontos nodais carregados. Cada uma delas deve conter dois números inteiros representando o número de ordem no âmbito da malha de elementos finitos do ponto nodal

carregado, variável “**NOD(I)**”, e um indicador da direção da carga aplicada, variável “**IDIRN(I)**”. Esses dois números devem ser seguidos de um número real assinalado na mesma linha, referente à intensidade básica da carga aplicada ao ponto nodal, sendo armazenado na variável “**FLOAD(I)**”. À variável “**IDIRN(I)**” será atribuído o valor 1(um) se a carga considerada for na direção do eixo coordenado “**x**” e 2(dois) se for na direção do eixo coordenado “**y**”.

A seguir devem ser introduzidas as informações referentes à geração dos elementos. Em se tratando de análise envolvendo elementos estruturais em concreto simples, ter-se-á apenas um grupo de elementos, necessitando-se de apenas um único bloco de dados que é aquele referente à geração dos elementos finitos planos. De outra forma, na hipótese de a análise envolver elementos estruturais de concreto armado, ter-se-ia dois grupos de elementos, devendo-se incluir um segundo bloco de dados referente à geração dos elementos unidimensionais.

Cada um dos blocos mencionados no parágrafo acima deve ser iniciado por uma linha de dados contendo três números inteiros. Se o bloco se referir ao elemento plano o primeiro desses números deve ser o número 1(um). Em se tratando dos dados do elemento unidimensional ele deve ser o número 2 (dois). Os outros dois números representam, respectivamente, o total de elementos e o total de materiais referentes a cada um dos grupos de elementos iguais.

Em se tratando do bloco referente aos elementos planos, na próxima linha de dados deve constar 3 números reais, representando as variáveis reais “**HINF**”, “**HSUP**” e “**altura**”. Estas variáveis são destinadas à consideração da distribuição do teor de umidade ao longo de uma dimensão do elemento estrutural. As duas primeiras se referem aos teores de umidade em cada um dos bordos do elemento estrutural, e a terceira a distância entre esses bordos.

Na linha de dados seguinte deve constar os valores referentes às variáveis “**ITYPE**”, “**THIC**”, “**NINT**”, “**PESP**”, “**IDIR**” e “**b_o**”. “**ITYPE**” é um número inteiro que pode ser 1, 2 ou 3, conforme o tipo de problema a resolver seja estado plano de deformações, estado plano de tensões ou estado axi-simétrico. Provisoriamente só está ativada a modalidade estado plano de tensões. “**THIC**” é a espessura do elemento expressa em metros. “**NINT**” é a ordem de integração numérica adotada. “**PESP**” é o peso específico do concreto expresso em **kN/m³**. “**IDIR**” a direção da força de gravidade. Se a força de gravidade estiver na direção “**x**” do sistema de coordenadas globais deve-se fazer **IDIR = 1**, e, se for na direção “**y**” deve-se fazer **IDIR = 2**. E, “**b_o**” representa a dimensão média do elemento adotado.

A seguir, para cada tipo de material do grupo de elementos, deve-se fornecer uma linha de dados composta de um número inteiro representativo do número de ordem do

material(variável “**N**”), seguido de três números reais representando o “**f_{ck}**” do concreto utilizado, seu coeficiente de Poisson, e, do diâmetro médio do seu agregado graúdo.

Na seqüência, para cada elemento, deve ser fornecida uma série de 10 números inteiros. O primeiro deles representa a ordem do elemento no âmbito da malha de elementos finitos, os oito números seguintes representam as incidências nodais, e, o último, o número de ordem do material do qual o elemento é constituído.

O bloco de dados, referente aos elementos unidimensionais, deve ser iniciado pela introdução de tantas linhas de dados quantos forem o total de materiais diferentes a considerar. Cada uma dessas linhas de dados deve ser iniciada por um número inteiro “**N**” indicativo do número de ordem do material seguida de três números reais representativos, do módulo de deformação do aço, “**E(N)**”; da área da seção transversal da armadura de aço, “**AREA(N)**”; e, do limite de escoamento do aço, “**fyk(N)**”.

A seguir, para cada elemento unidimensional, deve ser fornecida uma série de 5 números inteiros. O primeiro deles representa o número de ordem do elemento no âmbito da malha de elementos finitos, os três números seguintes representam as incidências nodais, e, o último, o número de ordem do material do qual o elemento é constituído.

A próxima linha de dados é constituída por quatro números reais representando: o instante inicial de observação dos fenômenos reológicos; o coeficiente final de fluência de endurecimento; o coeficiente final de fluência visco elástica; e, o tempo de retardamento referente ao fenômeno de fluência do concreto.

A seguir deve ser inserida uma linha de dados constituída de três números reais, representando os parâmetros “**C₁**”, “**C₂**”, e, “**C₃**”, da equação destinada ao cálculo das deformações por RAA, escrita sob a forma:

$$\varepsilon = -C_1 + C_2 e^{[-C_3 t]}$$

E, finalmente, devem ser introduzidas tantas linhas de dados quantos forem os intervalos de tempo a considerar, cada qual contendo um único número real que representa o instante de tempo referente ao final de cada um dos intervalos de tempo considerados.

APÊNDICE 3

Planilha geral dos resultados referentes às deformações por RAA da viga da seção 7.3

Casos	Deslocamentos (mm)						Tensões (MPa)											
	Deslocamentos (mm)						No concreto para x = 0,011 m e y = 0,389 m						Na armadura de aço					
	carga	RAA	dif(%)	fluência	fluência com RAA	dif(%)	carga	RAA	dif(%)	fluência	fluência com RAA	dif(%)	carga	RAA	dif(%)	fluência	fluência com RAA	dif(%)
D	-4,0	-0,22	5,5	-2,7	-3,7	37	-6,1	-5,6	8,0	-4,0	-3,7	7,5	142	160	12,7	184	198	7,6
E	-7,2	-0,17	2,4	-3,6	-5,3	47	-9,2	-8,8	3,4	-6,6	-6,2	6,1	261	271	3,8	295	309	4,7
F*	-11,6	-0,10	0,9	-4,4	-5,1	16	-12,8	-12,6	1,0	-9,2	-8,9	3,4	429	434	1,2	471	480	1,9
G	-3,1	-0,09	2,9	-2,3	-3,2	30	-5,4	-4,9	9,2	-3,8	-3,5	6,9	104	115	10,6	127	135	6,3
H	-5,5	-0,14	2,5	-3,2	-4,5	41	-8,1	-7,6	6,2	-5,4	-5,0	7,4	188	201	7,0	225	235	4,4
I**	-8,8	-0,09	1,0	-4,2	-5,4	29	-11,4	-11,3	1,1	-8,8	-8,5	3,3	203	307	1,7	327	334	2,1
J	-2,5	-0,03	1,2	-2,0	-2,7	35	-4,8	-4,2	11,5	-3,4	-3,1	7,7	74	83	12,2	91	97	6,6
L	-4,2	-0,03	0,7	-2,7	-4,0	48	-7,1	-6,7	6,6	-5,1	-4,9	5,3	130	137	5,4	148	154	4,1
M***	-6,6	-0,06	0,9	-3,7	-5,1	35	-10,0	-10,0	0,0	-7,2	-6,8	5,6	208	214	2,9	234	240	2,6

- * - Dados referentes aos 1200 dias de idade do concreto
- ** - Dados referentes aos 2500 dias de idade do concreto
- *** - Dados referentes aos 5000 dias de idade do concreto

APÊNDICE IV

Planilha geral dos resultados referentes às deformações por RAA do pilar parede da seção 7.4

Casos	Deslocamentos (mm)						Tensões (MPa)											
	Deslocamentos (mm)						No concreto para x = 2,989 m e y = 0,011 m						Na armadura de aço					
	carga	RAA	dif(%)	fluência	fluência com RAA	dif(%)	carga	RAA	dif(%)	fluência	fluência com RAA	dif(%)	carga	RAA	dif(%)	fluência	fluência com RAA	dif(%)
A	0,43	-0,09	21,0	0,77	1,17	52	-2,9	-2,9	0	-2,5	-2,4	4	-30	-24	20	-84	-104	24
B	0,73	-0,05	6,8	1,27	1,92	51	-4,7	-4,7	0	-4,1	-3,8	7	-52	-48	8	-139	-180	29
C*	1,70	-0,01	0,6	2,58	3,34	29	-10,0	-10,0	0	-8,8	-8,4	5	-120	-120	8	-300	-350	17
D	0,40	-0,09	22,5	0,66	0,97	47	-2,7	-2,8	4	-2,1	-1,9	9	-28	-22	21	-73	-86	18
E	0,70	-0,05	7,1	1,10	1,57	43	-4,4	-4,5	2	-3,4	-3,1	9	-48	-54	13	-120	-148	23
F*	1,90	-0,01	0,5	2,50	3,20	28	-10,8	-10,8	0	-8,5	-7,8	8	-131	-120	9	-300	-340	13
G	0,36	-0,09	25,0	0,50	0,72	44	-2,4	-2,6	8	-1,5	-1,4	7	-25	-19	24	-57	-62	9
H	0,60	-0,05	8,3	0,81	1,14	41	-3,9	-4,0	3	-2,5	-2,1	16	-42	-38	10	-95	-108	10
I*	1,64	-0,01	0,6	1,90	2,30	21	-9,5	-9,5	0	-6,2	-5,4	13	-112	-112	0	-231	-255	10

- * - Dados referentes aos 2500 dias de idade do concreto