



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

CHRISTIANE MYLENA TAVARES DE MENEZES GAMELEIRA

**REDUÇÕES DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO DEVIDO À RAA
NA SIMULAÇÃO DE BLOCOS SOBRE QUATRO ESTACAS**

Recife

2019

CHRISTIANE MYLENA TAVARES DE MENEZES GAMELEIRA

**REDUÇÕES DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO DEVIDO À RAA
NA SIMULAÇÃO DE BLOCOS SOBRE QUATRO ESTACAS**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, como requisito parcial para a obtenção do título de Doutora em Engenharia Civil.

Área de concentração: Estruturas.

Orientador Interno: Prof. Dr. Arnaldo Manoel Pereira Carneiro.

Orientador Externo: Prof. Dr. Romilde Almeida de Oliveira.

Recife

2019

Catálogo na fonte
Bibliotecário Gabriel da Luz, CRB-4 / 2222

G192r Gameleira, Christiane Mylena Tavares de Menezes.
Reduções das propriedades mecânicas do concreto devido à RAA na
simulação de blocos sobre quatro estacas / Christiane Mylena Tavares de
Menezes Gameleira – Recife, 2019.
142 f.

Orientador: Prof. Dr. Arnaldo Manoel Pereira Carneiro.
Coorientador: Prof. Dr. Romilde Almeida de Oliveira.
Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG.
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2019.
Inclui referências e apêndice.

1. Engenharia Civil. 2. Concreto. 3. Reação álcali-agregado. 4. Blocos
sobre estacas. 5. Análise numérica. I. Carneiro, Arnaldo Manoel Pereira
(Orientador). II. Oliveira, Romilde Almeida de (Orientador Externo). III.
Título.

UFPE

624 CDD (22. ed.)

BCTG/2019 - 431

CHRISTIANE MYLENA TAVARES DE MENEZES GAMELEIRA

**REDUÇÕES DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO
DEVIDO À RAA NA SIMULAÇÃO DE BLOCOS SOBRE QUATRO ESTACAS**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, como requisito parcial para a obtenção do título de Doutora em Engenharia Civil.

Aprovada em: 29/08/2019.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Arnaldo Manoel Pereira Carneiro (Orientador Interno)
Universidade Federal de Pernambuco

Prof. Dr. Romilde Almeida de Oliveira (Orientador Externo)
Universidade Católica de Pernambuco

Prof. Dr. Fernando Artur Nogueira Silva (Examinador Externo)
Universidade Católica de Pernambuco

Prof. Dr. Paulo de Araújo Régis (Examinador Externo)
Universidade Federal de Pernambuco

Prof. Dr. Tiago Ancelmo de Carvalho Pires de Oliveira (Examinador Interno)
Universidade Federal de Pernambuco

Aos meus pais, Fernando e Judite, aos meus irmãos André e Carol, ao meu marido Valmiro, e aos meus filhos Bruna e Lucas.

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar agradeço a Deus por iluminar o meu caminho e ouvir as minhas preces. Se você confia em Deus, não há o que temer! Faça a sua fé ser maior do que o seu medo. Ele escreve certo por linhas certas.

Aos meus pais: Fernando e Judite; aos meus irmãos: André e Carol, que contribuíram, cada um à sua maneira, durante toda a caminhada para a conclusão desta etapa da minha vida.

Ao meu marido, Valmiro, toda gratidão e amor. Durante todo esse trajeto você foi apoio nos momentos difíceis, segurança para seguir em frente, sua grande força foi a mola propulsora que permitiu o meu avanço, mesmo durante os momentos mais difíceis.

Aos meus filhotes, Bruna e Lucas, minha fonte de amor, minhas joias preciosas. São eles que me dão coragem e determinação para seguir em frente, e que são minha alegria e força para enfrentar todas as dificuldades.

À minha sogra, Lourdes Gameleira, pelas orações e apoio durante toda essa jornada.

Ao Professor Romilde Almeida de Oliveira, o meu enorme obrigado, pela orientação, paciência, disponibilidade, apoio permanente, compreensão e confiança neste trabalho.

Ao Professor Arnaldo Manoel Pereira Carneiro, pela amizade e confiança.

Ao Professor Paulo de Araújo Régis, por ter acreditado em mim mesmo que ao longo do caminho as ideias tenham percorrido estradas diferentes das pensadas inicialmente.

À grande amiga Fabiana Alves, pelo incentivo, força, apoio e carinho.

À amiga Juliana Friedrich, nós brilhamos muito e sei que não estou só, muito obrigada!

Aos amigos: Marcelo Maia e Mariana Veras, Marcos Moura e Michelle Brito, Valdemir Ferreira e Juliana Nóbrega, Raimundo e Flaviana Amorim que em gestos e palavras contribuíram para que eu prosseguisse e me sentisse fortalecida.

Aos amigos que não citei, que apesar de poucos, são os melhores.

À Universidade Federal Rural do Semi-Árido (UFERSA), pelo afastamento disponibilizado e que foi essencial para que eu pudesse dar continuidade e concluir esta pesquisa.

À Universidade Federal de Pernambuco (UFPE), através das funcionárias da secretaria, Andrea e Cleide, pelo apoio, disponibilidade e prestatividade.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pelo auxílio financeiro disponibilizado através de bolsa prodoutoral.

RESUMO

A reação álcali-agregado (RAA) é um dos mecanismos de deterioração mais prejudiciais que afetam o desempenho de estruturas de concreto armado em todo o mundo. Estruturas que estejam submetidas aos efeitos da RAA exigem, na maioria dos casos, uma avaliação estrutural. Na pesquisa, fica claro que a deterioração das propriedades mecânicas do concreto é um fenômeno muito importante e está diretamente relacionada com o nível de expansão. Porém, atualmente, existem informações muito limitadas sobre as perdas nas propriedades mecânicas do concreto afetado pela RAA. Com base nas lacunas das informações disponíveis na literatura, fica o seguinte questionamento: as características mecânicas do concreto influenciam no processo de propagação da fissura, e em que medida? Esta pesquisa apresenta um estudo utilizando análise não-linear de estruturas afetadas pela RAA. Estudou-se numericamente o comportamento estrutural resultante de reações álcali-agregado em blocos sobre quatro estacas através de uma análise numérica utilizando software baseado em Método dos Elementos Finitos. Considerando taxas de reduções nas propriedades mecânicas do concreto (resistência à compressão, resistência à tração e módulo de elasticidade) relacionadas com o nível de expansão, existente na literatura, analisou-se a força última, tensões principais, deformação e fissuração. Concluiu-se que a diversidade de parâmetros que podem influenciar a resposta final dificulta a modelagem numérica. Mas que através de uma análise paramétrica foi possível definir uma combinação dos parâmetros que representou satisfatoriamente o comportamento de um bloco de fundação sobre quatro estacas. E, ao se comparar resultados de análises de blocos com e sem RAA, pode-se perceber que a análise não-linear capturou com precisão os efeitos da RAA: expansão, fissuração e degradação das propriedades mecânicas do concreto e verificou-se que as características mecânicas do concreto influenciam no processo de fissuração.

Palavras-chave: Concreto. Reação álcali-agregado. Blocos sobre estacas. Propriedades mecânicas. Análise numérica.

ABSTRACT

Alkali-Aggregate Reaction (AAR) is one of the most damaging deterioration mechanisms affecting the performance of reinforced concrete structures worldwide. Structures that are subject to the effects of AAR require in most cases a structural assessment. In research, it is clear that the deterioration of the mechanical properties of concrete is a very important phenomenon and is directly related to the level of expansion. However, there is currently very limited information on the loss in mechanical properties of concrete affected by AAR. Based on the information gaps available in the literature, the following question remains: do the mechanical characteristics of concrete influence the crack propagation process, and to what extent? This research presents a study using nonlinear analysis of structures affected by AAR. The structural behavior resulting from alkali-aggregate reactions in four-pile caps by numerical analysis using software based on Finite Element Method was numerically studied. Considering the reduction rates in the mechanical properties of concrete (compressive strength, tensile strength and modulus of elasticity) related to the expansion level found in the literature, the ultimate strength, principal stresses, strain and cracking were analyzed. It was concluded that the diversity of parameters that can influence the final response makes numerical modeling difficult. But that through a parametric analysis it was possible to define a combination of the parameters that satisfactorily represented the behavior of four piles caps. And when comparing block analysis results with and without AAR, it can be seen that the nonlinear analysis accurately captured the effects of AAR: expansion, cracking and degradation of the mechanical properties of concrete and it was found that the characteristics mechanics of concrete influence the cracking process.

Keywords: Concrete. Alkali-Aggregate Reaction. Pile caps. Mechanical properties. Numerical Analysis.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	11
1.1	OBJETIVOS.....	12
1.2	JUSTIFICATIVA.....	13
1.3	METODOLOGIA	14
1.4	APRESENTAÇÃO	15
2	REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO	16
2.1	HISTÓRICO.....	16
2.2	A REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO	20
2.3	CONSIDERAÇÕES SOBRE O GEL DA RAA	23
2.4	TIPOS DE REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO.....	24
2.5	ESTÁGIOS DA RAA	25
2.6	FATORES QUE INFLUENCIAM A RAA	27
2.6.1	Teor de álcalis do cimento	29
2.6.2	Agregados	31
2.6.3	Umidade	33
2.6.4	Temperatura	34
2.6.5	Tensões confinantes	35
2.6.6	Tempo	35
2.6.7	Porosidade	35
2.7	PRINCIPAIS INDÍCIOS QUE LEVANTAM A SUSPEITA DA OCORRÊNCIA DA RAA.....	36
2.8	CONSEQUÊNCIAS DA RAA.....	36
2.9	EFEITOS DA RAA NAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO	37
2.10	MEDIDAS PREVENTIVAS E INIBIDORAS À OCORRÊNCIA DA RAA	43
2.11	PROCEDIMENTOS PARA MITIGAR AS REAÇÕES ÁLCALI-AGREGADO	44
2.12	AÇÕES RETARDADORAS	45

2.13	MODELOS MATEMÁTICOS PARA CÁLCULO DA RAA.....	45
3	BLOCOS DE FUNDAÇÃO.....	51
3.1	ASPECTOS DE PROJETO DE BLOCOS SOBRE ESTACAS.....	52
3.1.1	Modelo de bielas e tirantes.....	54
3.1.2	Ensaio de Blévo & Frémy.....	55
3.1.3	Bloco sobre quatro estacas.....	57
3.2	DIMENSIONAMENTO DO BLOCO SOBRE QUATRO ESTACAS UTILIZADO NA PESQUISA.....	62
3.3	RAA EM BLOCOS DE FUNDAÇÃO.....	66
3.4	MONITORAMENTO DAS FUNDAÇÕES.....	68
3.4.1	Baseado em imagem.....	69
3.4.2	Baseado em tomografia sísmica.....	69
3.4.3	Como acompanhamento das fissuras.....	69
4	SIMULAÇÃO NUMÉRICA.....	70
4.1	MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.....	70
4.2	TIPOS DE ANÁLISES.....	70
4.3	<i>SOFTWARE</i> UTILIZADO.....	71
4.3.1	Modelos Constitutivos.....	72
4.3.2	Modelos Total Strain.....	77
4.3.3	Elementos Finitos Utilizados.....	80
4.3.4	Métodos de resolução de sistemas de equações não-lineares.....	82
4.4	MODELOS ANALISADOS.....	83
5	ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	86
5.1	ANÁLISE PARAMÉTRICA.....	86
5.1.1	Análise paramétrica inicial.....	87
5.1.2	Refinamento dos modelos através das reduções das propriedades mecânicas do concreto devido à RAA.....	90

5.2	ANÁLISE DOS MODELOS ATRAVÉS DAS REDUÇÕES NAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO DEVIDO A RAA.....	97
5.2.1	Força última	97
5.2.2	Deslocamento máximo	99
5.2.3	Tensões de compressão máxima	100
5.2.4	Tensões de tração máxima	105
5.2.5	Abertura de fissura máxima	109
5.2.6	Distribuição da fissuração	111
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	120
6.1	CONCLUSÕES.....	120
6.2	Trabalhos futuros.....	124
	REFERÊNCIAS	125
	APÊNDICE A - MODELOS PROPOSTOS NA LITERATURA	137

1 INTRODUÇÃO

Todo material tem sua vida útil, ou seja, período em que exerce sua função sem prejuízo à estrutura na qual está aplicado. Existem vários processos químicos que são deletérios a uma estrutura de concreto, dentre eles pode-se citar: a lixiviação, o ataque por sulfatos, a corrosão das armaduras, ação do gelo e degelo, a formação da etringita tardia (DEF), a reação álcali-agregado (RAA), entre outras. Estes processos influenciam o desempenho e a durabilidade das estruturas.

A reação álcali-agregado tem sido relatada como causadora de danos estruturais severos apontada como responsável por reduzir a vida útil de várias estruturas de concreto armado em todo o mundo (SHAYAN, et al., 2009; NOMURA, et al., 2013; CHULLIAT, et al., 2017, *apud* GORGA, 2018). Para a sua ocorrência se faz necessário que o agregado presente na composição do concreto seja reativo, que o teor de álcalis na pasta de cimento seja alto e que a estrutura esteja em ambiente de umidade. Dentre as consequências da RAA pode-se citar: perda de estanqueidade (obras hidráulicas), expansão da estrutura com consequente fissuração, redução da resistência, redução do módulo de elasticidade, eventual comprometimento da função estrutural dando consequência a ação de outros processos deletérios, trazendo riscos aos usuários.

As estruturas mais afetadas pela RAA são as barragens, pontes, fundações, já que nestas estruturas há uma maior probabilidade de combinação dos fatores necessários para a existência da reação.

Pode-se definir a RAA como sendo uma reação química que se processa, numa argamassa ou concreto, entre os íons hidroxilas (OH^-) associado aos álcalis óxido de sódio (Na_2O) e óxido de potássio (K_2O), provenientes do cimento ou de outras fontes, e certos tipos de agregado (FIGUERÔA & ANDRADE, 2007).

Esta reação gera um gel contendo álcalis (K e Na), silício e cálcio, que expandem na presença de água, causando assim uma quantidade significativa de pressão, eventualmente, fissuração do concreto, perda de integridade (mecânica/durabilidade) do material e, em alguns casos, perda da funcionalidade da estrutura afetada. O período necessário para gerar um dano significativo na estrutura de concreto devido a RAA pode variar de 2 a mais de 25 anos, dependendo de fatores como o conteúdo de álcali no concreto, o tipo de mineral reativo presente no agregado graúdo e miúdo, e a umidade da mistura (SANCHEZ, 2014).

Um dos maiores desafios em lidar com estruturas de concreto envelhecidas/deterioradas é identificar a causa da deterioração e estabelecer a correlação entre a perda de propriedades mecânicas, integridade física, durabilidade e desempenho do material afetado, e as implicações estruturais. Portanto, qualquer informação sobre a natureza do(s) mecanismo(s) deletério(s) que afetam as estruturas, a condição atual e o potencial de deterioração futura do concreto afetado é geralmente crítica para engenheiros encarregados de selecionar medidas corretivas apropriadas (SANCHEZ, 2014).

No mundo existem diversas obras com estruturas de concreto afetadas pela reação álcali-agregado (FIGUERIÔA & ANDRADE, 2007). No Brasil, a RAA conhecida como um fenômeno de desenvolvimento lento, foi durante décadas objeto de estudos específicos para a construção de obras hidráulicas.

A avaliação dos danos do concreto afetados pela RAA geralmente depende da magnitude da expansão, do monitoramento das fissuras e dos ensaios das propriedades do concreto. Está bem estabelecido que o concreto convencional sadio apresenta alta resistência à compressão e módulo de elasticidade, baixa resistência à tração, uma resposta frágil sob carga uniaxial (compressão ou tração) e um aumento da ductilidade e resistência (compressão e tração) em ambiente confinado. Esta sensibilidade ao estado de confinamento está ligada à presença de pequenos defeitos, ou mesmo microtrincas, que existirão no concreto. Assim, mesmo para um concreto não deteriorado sob um estado de compressão triaxial, sempre haverá zonas locais em tensão dentro do volume do material devido à sua natureza heterogênea e imperfeita. Além disso, a complexidade do comportamento do concreto aumenta ainda mais quando o material já está em deterioração devido a um mecanismo deletério (CROUCH & WOOD, 1990). Portanto, o conhecimento das propriedades mecânicas (resistência à compressão e tração, e módulo de elasticidade) do concreto afetado pela RAA é muito importante e necessário quando se projeta um reparo/ reforço de elementos ou estruturas deterioradas (KUBO & NAKATA, 2012).

1.1 OBJETIVOS

O trabalho tem como objetivo principal estudar as reduções das propriedades mecânicas do concreto devido à RAA na simulação numérica de blocos sobre quatro estacas. E para os objetivos específicos tem-se:

- a) Estudar numericamente o comportamento estrutural resultante de reações álcali-agregado em blocos sobre quatro estacas por meio de análise numérica em elementos finitos utilizando o software Diana;
- b) Investigar as reduções nas propriedades mecânicas (resistência à compressão, resistência à tração e módulo de elasticidade) analisando a força última, deslocamentos máximos, tensões principais máximas e fissuração;
- c) Contribuir para a literatura com dados provenientes de estudos numéricos sobre o assunto, já que uma simulação numérica das expansões decorrentes da RAA facilitaria a tomada de decisões referentes a critérios de projeto e à recuperação estrutural.

1.2 JUSTIFICATIVA

Ao passar dos anos tem-se ampliado o interesse pela realização de pesquisas e estudos sobre a reação álcali-agregado em todo o mundo.

Na literatura existem diversos estudos experimentais sobre a reação álcali-agregado, por exemplo, pode-se citar Gomes (2008), que estudou experimentalmente como tem sido realizada a recuperação estrutural de blocos de fundação; Sanchez et al. (2011) apresentou um novo método de ensaio acelerado denominado ABCPT (método acelerado de prismas de concreto) onde os resultados indicaram que o referido teste tinha grande potencial para a detecção da reatividade de agregados em obras correntes de engenharia; Sanchez et al. (2017), que apresentam resultados de testes com o ensaio da Deterioração de Rigidez (SDT) e a avaliação microscópica do Índice de Deterioração (DRI) para avaliar o nível de deterioração do concreto afetado pela RAA. Porém, não há muitos estudos numéricos sobre as manifestações destas reações em blocos de fundações.

O pouco conhecimento sobre o comportamento estrutural de blocos de fundação sobre quatro estacas diante dos efeitos da reação álcali-agregado justifica a importância deste trabalho.

Além de que, uma simulação numérica sobre o efeito das reduções das propriedades mecânicas do concreto devido à RAA é uma importante ferramenta para a previsão de danos,

especificação de reparos e serve de respaldo para modificações normativas relacionadas com projetos estruturais.

1.3 METODOLOGIA

Para o desenvolvimento deste trabalho, primeiramente, foi feito, uma pesquisa bibliográfica, com a finalidade de buscar embasamento teórico a respeito da RAA. Este entendimento é necessário para melhor compreensão dos modelos numéricos apresentados bem como dos parâmetros utilizados por cada um deles.

Para as análises realizadas utilizaram-se resultados obtidos por meio de modelos analíticos.

Os blocos sobre quatro estacas foram analisados numericamente utilizando o programa DIANA, baseado no Método dos elementos finitos. Os modelos foram avaliados considerando a não-linearidade física dos materiais.

A análise dos resultados deste trabalho divide-se em três partes principais: refinamento do modelo através de uma análise paramétrica e comparação com o resultado da carga última, apresentada no capítulo 3 desta pesquisa; aplicação das reduções das propriedades mecânicas do concreto no modelo numérico refinado; e análise das forças últimas, distribuição da fissuração, tensões de tração e compressão máximas para os devidos modelos.

Para obtenção dos objetivos, seguiram-se as seguintes etapas:

- a) Estudo dos modelos matemáticos, descritos na literatura, destinados a simulação numérica por RAA;
- b) Implementação computacional do modelo numérico e implementação dos elementos finitos adotados;
- c) Refinamento do modelo através de uma análise paramétrica;
- d) Utilização da ferramenta computacional escolhida para a elaboração da análise;
- e) Aplicação das reduções das propriedades mecânicas do concreto no modelo numérico refinado;
- f) Interpretação dos resultados (forças últimas, distribuição de fissuração, deslocamentos e tensões máximas).

1.4 APRESENTAÇÃO

A tese consiste em 6 capítulos onde a descrição geral de cada capítulo é apresentada a seguir:

- a) O capítulo 1 introduz o tema da pesquisa, os objetivos gerais e específicos, a justificativa e a metodologia adotada para o cumprimento dos mesmos;
- b) O capítulo 2 apresenta uma revisão da literatura sobre a reação álcali-agregado e uma breve discussão destacando as lacunas do conhecimento existentes para justificar a necessidade do desenvolvimento da abordagem proposta;
- c) O capítulo 3 apresenta uma revisão da literatura sobre projeto de blocos de fundação de concreto sobre quatro estacas;
- d) O capítulo 4 faz uma breve apresentação do *software* utilizado e o esclarecimento das características e dados de entrada que foram estipulados para a concepção dos modelos computacionais. *A priori*, descrevem-se as considerações usadas para as simulações realizadas, modelos constitutivos dos materiais, malhas de elementos finitos, e as condições de contorno adotadas e é apresentado o modelo proposto;
- e) No capítulo 5 são apresentadas as análises dos resultados onde são apresentados os resultados das análises paramétricas realizadas e é efetuada a análise numérica das reduções das propriedades mecânicas do concreto em blocos sobre quatro estacas;
- f) No capítulo 6 são feitas as considerações finais da pesquisa com a apresentação de conclusões e ainda são apresentadas algumas sugestões de trabalhos futuros que podem ser desenvolvidos a partir dos tópicos abordados nesta Tese;
- g) O Apêndice A é voltado para a apresentação de informações de alguns modelos em macroescala propostos na literatura e que descrevem a expansão e os danos induzidos pela RAA.

2 REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO

O concreto é uma mistura simples de um aglomerante, agregados e água, podendo conter adições minerais e aditivos químicos. O ajuste destas proporções ocorre de acordo com as características desejadas, no estado fresco ou estado endurecido (VALDUGA, 2007).

Os agregados eram considerados materiais inertes no concreto e utilizados somente para aumentar o volume da composição. Hoje, por um consenso mundial os agregados não são considerados inertes e possuem papel fundamental para a confecção de material de qualidade (MEHTA E MONTEIRO, 2014), devido aos seguintes fatores:

- a) Possuem uma interface ativa com a matriz de aglomerante, e proporcionam intertravamento mecânico;
- b) Ajudam na redução do calor de hidratação do concreto;
- c) Aperfeiçoam características como a resistência à abrasão superficial;
- d) Sua forma influi diretamente na trabalhabilidade do concreto;
- e) Ajudam o aperfeiçoamento de propriedades mecânicas, tais como resistência à compressão.

A interação entre a estrutura e o meio no qual ela está inserida pode ser o início dos processos de deterioração do concreto. Essa deterioração ocorre a partir de vários tipos de ataques associados, principalmente, as características dos materiais. Entre os possíveis tipos de ataques destaca-se o ataque químico denominada reação álcali-agregado (RAA). Os sintomas desse tipo de ataque são a presença de fissuras que podem ser mapeadas e preenchidas.

2.1 HISTÓRICO

Através dos estudos percussores de (E. A. Stepheson em 1916, J. C. Pearlson & G. F. Loughiln em 1923, R. J. Holdem em 1935 e F. M. Lea & C. H. Desch em 1935) que foi possível os primeiros conhecimentos da formação do gel provocado pela reação entre os álcalis do cimento associado com os agregados (SILVA, 2007).

Porém, devido aos estudos e publicações de Thomas Edson Stanton em 1940, que o fenômeno da RAA ficou conhecido, despertando gradativa preocupação sobre o assunto em função da constatação da RAA em diversas estruturas de concreto pelo mundo.

A partir de trabalhos posteriores realizados por Meissner, Blanks e o próprio Stanton et al., as hipóteses da pesquisa pioneira de Stanton foram evidenciadas.

Depois de conhecida, o número de estudos sobre as reações expansivas da RAA só aumentou. Paralelo a esse crescimento vieram inúmeras constatações de estruturas afetadas por esse problema no mundo.

No Brasil, os primeiros registros sobre o tema “reação álcali-agregados em concretos” devem-se a Gitahy (1963) e Ruiz (1963) citados por Prizskulnik (2005). Estes autores detectaram, durante os estudos para construção da Barragem de Jupiaá, no rio Paraná, cascalhos que confirmaram o caráter expansivo da rocha (PRISZKULNIK, 2005).

Na década de 80 surgiram as primeiras pesquisas sobre o assunto (PAULON, 1981), onde existem vários relatos que indicam evidências de reações em barragens brasileiras em que aparecem movimentações e fissurações.

A **Tabela 1** apresenta algumas estruturas afetadas pela RAA no Brasil.

Tabela 1 - Estruturas de concreto no Brasil, afetadas pela reação álcali-agregado.

Nome da estrutura	Localização	Tipo de estrutura	Fim da construção	RAA notada no ano	Tipo de agregado
Billigins-Pedras	São Paulo	Barragem	1936	1992	Granito ¹
Furnas	Minas Gerais	Barragem	1963	1976	Quartzito ¹
Ilha dos Pombos	Rio de Janeiro	Barragem	1924	1991	Gnaisse ¹
Jaquara	São Paulo	Barragem	1971	1996	Quartzito ¹ Granito ²
Joanes II	Bahia	Barragem	1971	1966	Gnaisse ¹
Jurupará	São Paulo	Barragem	1937	-	Gnaisse ¹ Biotita granito ²
Mascarenhas de Moraes	Minas Gerais	Barragem	1957	-	Quartzito ³
Moxotó	Bahia/ Alagoas	Casa de Força	1974	1980	Granito-gnaisse ¹
Paulo Afonso I	Bahia	Barragem	1955	1978	Granito-gnaisse ¹
Paulo Afonso II	Bahia	Barragem	1962	1978	Granito-gnaisse ¹
Paulo Afonso III	Bahia	Barragem	1973	1978	Granito-gnaisse ¹
Paulo Afonso IV	Bahia	Barragem	1979	1985	Granito-gnaisse ¹
Pedro-Beicht	São Paulo	Barragem	1932	1991	Granito-gnaisse ¹
Peti		Barragem	1945	1964	Gnaisse ¹
Porto Colômbia	Minas Gerais/ São Paulo	Vertedouro e Casa de Força	1973	1985	Cascalho e basalto ³
Sá Carvalho	Minas Gerais	Barragem	1951	-	Gnaisse ¹
Tapacurá	Pernambuco	Barragem	1975	1990	-
Traição	São Paulo	Usina Elevatória	1940	1980	Milonito ¹
Túnel 6	São Paulo	Tomada d'água	1974	1989	Granito-gnaisse ¹

1) Andriolo (2000);

2) Alves et al. (1997);

3) Veiga, Gonçalves e Hasparyk (1997).

Fonte: adaptado de Nogueira (2010).

Pode-se perceber que a maior quantidade de casos de reações álcali-agregado acontece em barragens. O primeiro caso divulgado ocorreu na Usina Hidroelétrica Apolônio Sales de Oliveira (Moxotó) em 1985. Em 1988 houve um caso de RAA na barragem de Joanes II (BA). Na década de 90 houve vários casos de RAA em barragens, onde todos os casos eram de RAA do tipo álcali-silicato.

De acordo com Nogueira (2010), na cidade do Recife, foi realizado um extenso trabalho de investigação na Ponte Paulo Guerra detectando-se, dentre outras anomalias, a deterioração agressiva em blocos de fundação, pela reação álcali-agregado (ANDRADE et al., 2006).

Em Nogueira (2010), A **Figura 1** ilustra as anomalias em blocos de fundação (PECCHIO et al., 2006).

Figura 1 - Bloco de fundação com padrão de fissuração típico de RAA.



Fonte: (PECCHIO et al., 2006)

No ano de 2005, a cidade do Recife apresentou uma grande ocorrência de casos de anomalias em blocos de fundações onde foram apontadas como principais causas: baixa profundidade do lençol freático, presença de fases reativas nos agregados (quartzo com extinção ondulante e quartzo microgranular) e disponibilidade de álcalis.

De acordo com Nogueira (2010), aproximadamente 20 casos de elementos de fundação com reação álcali-agregado foram descobertos na região metropolitana de Recife com idade entre três e 30 anos (ANDRADE et al., 2006). A **Figura 2** ilustra os aspectos deletérios da reação álcali-agregado.

Figura 2 - Bloco de fundação de edificação residencial com 9 anos de idade.



Fonte: (ANDRADE et al., 2006).

Ainda de acordo com Nogueira (2010), O potencial de reatividade dos agregados miúdos e graúdos da região metropolitana do Recife foram avaliados por Andrade et al. (2006), e concluíram que a maioria dos agregados analisados apresentava fases potencialmente reativas que efetivamente contribuíram para a ocorrência da reação, principalmente nos blocos de fundação.

2.2 A REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO

A composição mineralógica do agregado utilizado na mistura do concreto está diretamente ligada à reação álcali-agregado. O gel expansivo ocorre quando alguns constituintes mineralógicos dos agregados reagem com os hidróxidos alcalinos dispostos na água de amassamento, nos minerais pozolânicos, em agentes externos e principalmente no cimento.

Do ponto de vista químico (microescala), a RAA é descrita da seguinte forma (KURTIS, 2003; BAZANT & STEFFENS, 2000; GLASSER & KATAOKA, 1981): primeiro, os íons OH^- da solução porosa do concreto reagem com os grupos silanol ($\text{Si}-\text{OH}$), o que causa a quebra das ligações de siloxano e a criação de ligações adicionais. Então, na superfície do agregado, os grupos silanol reagem com os íons OH^- , resultando na liberação de mais água. Em seguida, os cátions da solução de porosa do concreto (Na^+ , K^+ e Ca^{2+}) são atraídos para o silicato alcalino ($\text{Si}-\text{O}^-$) e difundidos para o gel, equilibrando a carga negativa. Quando a saturação é atingida,

um gel expansivo composto de sílica, álcalis, água e outros íons é gerado. Este gel de silicato alcalino é hidrofílico (expande na presença de água) e tem um volume específico maior do que as substâncias reagentes. Além disso, a composição química do gel é variável, o que significa que suas propriedades físico-químicas podem ser diversas, dificultando a previsão de seu comportamento.

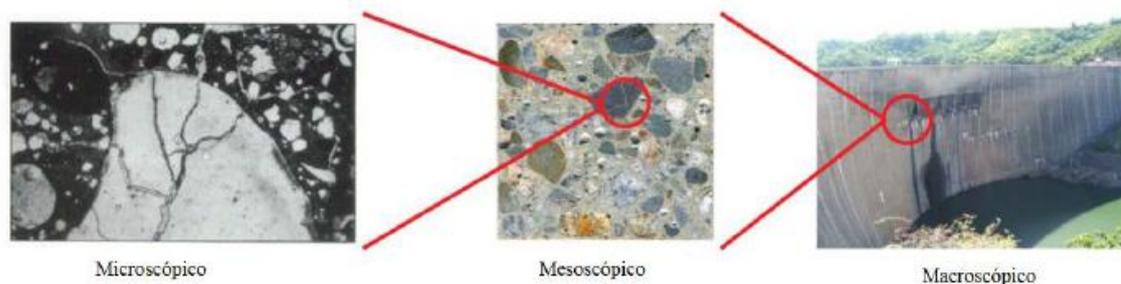
Define-se a RAA como sendo uma reação química entre os hidróxidos alcalinos (Na^+ , K^+ , OH^-) que constituem a solução intersticial do concreto e certas fases minerais presentes nos agregados.

Em escala macroscópica, as consequências da expansão devida à RAA podem apresentar-se como fissuras, trincas, exsudação de gel, movimentações diferenciais nas estruturas afetadas e até o desprendimento do agregado (LOPES, 2004). Sob o ponto de vista volumétrico, o desenvolvimento das forças expansivas provocadas pelo gel, quando em contato com a água, pode provocar deformações, elevando o quadro de fissurações e diminuição da resistência.

As expansões e fissurações devidas à RAA podem comprometer a resistência e a elasticidade de um concreto, o que afeta por consequência, a sua durabilidade (MEHTA & MONTEIRO, 2014).

De acordo com Posterlli (2017), a partir da complexidade da reação e dos diferentes atores que a influenciam, são desenvolvidos diferentes modelos numéricos com escala de abordagem diferentes na tentativa de prever a expansão e a redução das propriedades do concreto (**Figura 3**).

Figura 3 – Representação dos modelos numéricos da RAA em escalas diferentes.



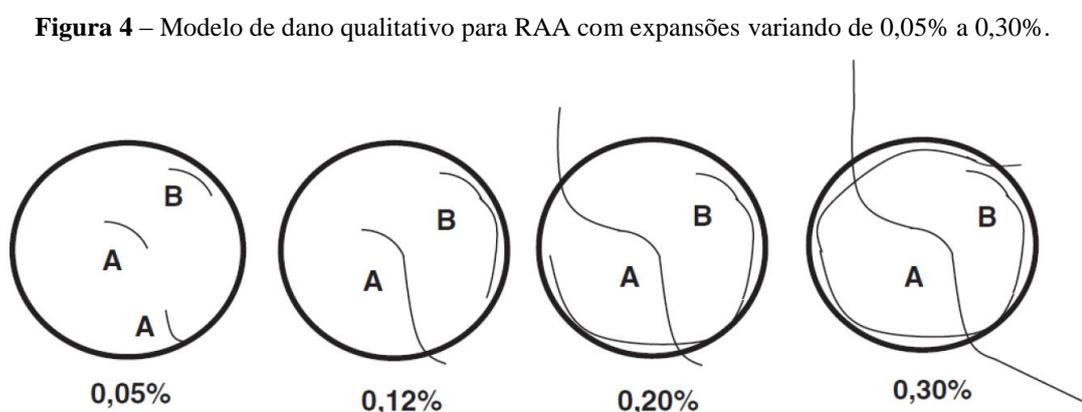
Fonte: (ESPOSITO E HENDRIKS, 2013).

Há modelos teóricos ou microscópicos, que estudam os mecanismos químicos envolvidos na reação (HOOPS, 1981; FURUSAWA et al., 1994; BAZANT; LEMARCHAND

et al., 2001). A diferença dos modelos mesoscópicos e dos macroscópicos está em que o primeiro considera a anisotropia do concreto e tem como foco o estudo dos mecanismos de fissuração do dano (COMBY-PEYROT et al., 2009; DUNANT; SCRIVENER, 2010) e o segundo estuda o campo de tensões e deslocamentos da estrutura afetada pela RAA.

Para os modelos macroscópicos as formulações são em elementos finitos e apresentam dois principais tipos de abordagens: paramétricas e químico-mecânica. Os de abordagens paramétricas combinam parâmetros normalizados para cada fator de influência da reação (umidade, reatividade dos constituintes do concreto, temperatura e confinamento) por meio da equação de expansão do concreto (CHARLWOOD et al., 1992; THOMPSON et al., 1994; LÉGER et al., 1996; CAPRA; BOUNAZEL, 1998; PAPPALARDO Jr. et al., 2000). Para os modelos com abordagens químico-mecânicas a resposta mecânica do concreto é dependente da difusão química dos produtos da reação (LARIVE, 1997; HUANG; ULM et al., 2000; FARAGE et al., 2004; FAIRBAIN et al., 2005).

Do ponto de vista da deterioração, Sanchez et al. (2015) propuseram um modelo de dano qualitativo (**Figura 4**) que descreve a geração e o desenvolvimento da deterioração pela RAA na mesoescala (com base na análise petrográfica realizada com aumento de 16x).



Fonte: Sanchez et al. (2015).

Em baixos níveis de expansão (em torno de 0,05%): fissuras do tipo A e B podem ser observadas dentro das partículas do agregado, fissuras na pasta de cimento são improváveis e a presença de gel é improvável. As fissuras do tipo A são pontiagudas e correspondem a trincas abertas cortando as partículas dos agregados e são normalmente produzidas em zonas anteriormente fraturadas ou mais porosas dentro das partículas. Em geral, essas zonas facilitam

a penetração de íons alcalinos, levando, portanto, a um processo de reação mais rápido quando comparado a outras áreas do agregado. As fissuras tipo B são formadas geralmente em partículas de agregados que não apresentavam uma zona fraturada ou porosa pré-existente. Elas sofrem uma penetração quase homogênea dos íons alcalinos e as fissuras são quase paralelas (periféricas) aos limites do agregado.

Em níveis de expansão moderada (de 0,10% a 0,12%): as fissuras descritas anteriormente começam a crescer e o gel pode ser observado, principalmente nas fissuras abertas nos agregados. Algumas fissuras atingem o tipo A e se estendem dentro a pasta de cimento até um certo limite. No entanto, as fissuras do tipo B continuam a se desenvolver dentro do limite do agregado.

Em níveis elevados de expansão (aproximadamente 0,20%): o gel da RAA é observado nas partículas dos agregados e na pasta de cimento. Fissuras do tipo A estendem-se até à pasta de cimento e em ambos os lados das partículas do agregado. Ao mesmo tempo, as fissuras do tipo B já envolveram mais da metade das partículas do agregado.

Em níveis de expansão muito altos ($\geq 0,30\%$): uma quantidade ainda maior de gel é observada quando comparada ao nível anterior. Fissuras do tipo A e fissuras do tipo B formam uma extensa rede de fissuração.

2.3 CONSIDERAÇÕES SOBRE O GEL DA RAA

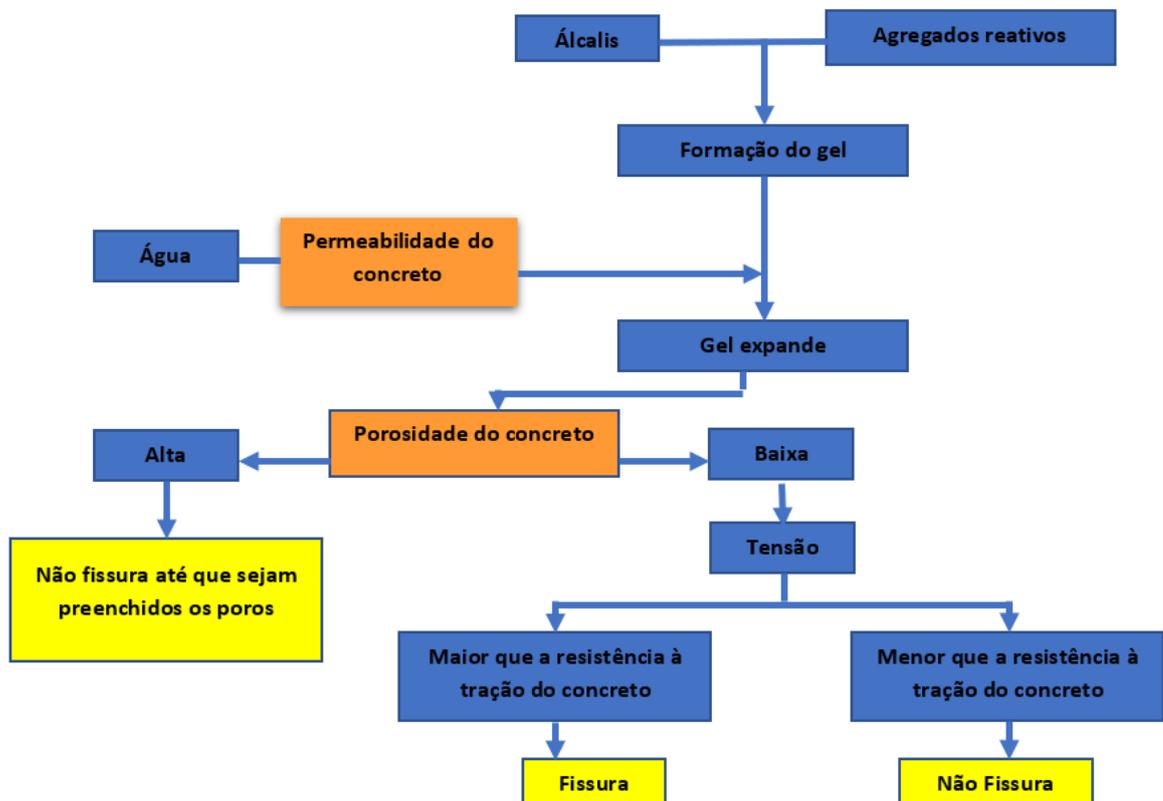
Em Mizumoto (2009) o termo gel pode ser definido com uma substância gelatinosa, resultante da coagulação de um líquido coloidal.

Este termo é utilizado na literatura da ciência dos materiais na engenharia civil para identificar o produto esbranquiçado formado pela RAA nos poros do concreto, fissuras e interfaces pasta/agregado (MIZUMOTO, 2009).

Como desenvolvimento deste produto ocorre em diferentes estágios e em um deles o gel deixa de ser gelatinoso e torna-se sólido, pode-se dizer que este produto se desenvolve continuamente dentro do concreto.

Na **Figura 5** observa-se um resumo do processo da reação desde a formação do gel até a fissuração.

Figura 5 - Resumo do processo da RAA.



Fonte: (FERRARIS 2005, *apud* VALDUGA 2002).

2.4 TIPOS DE REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO

As reações álcali-agregado podem ser classificadas em três tipos distintas, de acordo com a composição mineralógica do agregado, com a qual o concreto foi confeccionado e a reação química, que resulta em um gel higroscópico expansivo na presença de água.

a) Reação álcali-sílica (RAS)

É o tipo de reação álcali-agregado em que participam a sílica reativa dos agregados e os álcalis, na presença do $\text{Ca}(\text{OH})_2$ (hidróxido de cálcio) originado pela hidratação do cimento, formando um gel expansivo (NBR 15577-1, 2018).

É a reação mais encontrada pelo mundo. Esta reação vai depender principalmente da cristalinidade da sílica, que poderá ser avaliada qualitativamente por microscópio óptico.

b) Reação álcali-silicato (RASS)

É um tipo específico de reação álcali-sílica, em que participam os álcalis e alguns tipos de silicatos presentes em certas rochas. Os silicatos reativos mais comuns são o quartzo tensionado por processos tectônicos e os minerais da classe dos filossilicatos presentes em ardósias, filitos, xistos, gnaisses, granulitos, quartzitos, dentre outros (NBR 15577-1,2018).

Trata-se de uma reação muito semelhante à reação álcali-sílica, porém, de ocorrência mais lenta. Isto devido ao fato dos minerais estarem mais disseminados na matriz e à presença de quartzo deformado (VALDUGA, 2007).

c) Reação álcali-carbonato (RAC)

De acordo com Nogueira (2010), a reação álcali-carbonato ocorre de forma totalmente diferente das reações álcali-sílica e álcali-silicato. Este tipo de reação ocorre devido à expansão das rochas carbonáticas, calcários dolomíticos argilosos, a partir do ataque dos álcalis do cimento ao calcário dolomítico, formando compostos cristalizados, como: brucita, carbonato alcalino e carbonato cálcico.

Este tipo de reação é a que mais vem sendo estudada nos últimos tempos, devido ao pouco conhecimento existente a seu respeito, à dificuldade em identificar agregados carbonáticos reativos e ao fato de que essa reação não pode ser tão facilmente inibida como a reação álcali-sílica (XU et al., 2000).

Na literatura, alguns autores, consideram a reação álcali-silicato como uma forma da reação álcali-sílica, subdividindo então os tipos de reação em apenas dois, devido à grande semelhança entre as duas primeiras, já que ambas formam gel e o que varia é principalmente a velocidade da reação (VALDUGA, 2007).

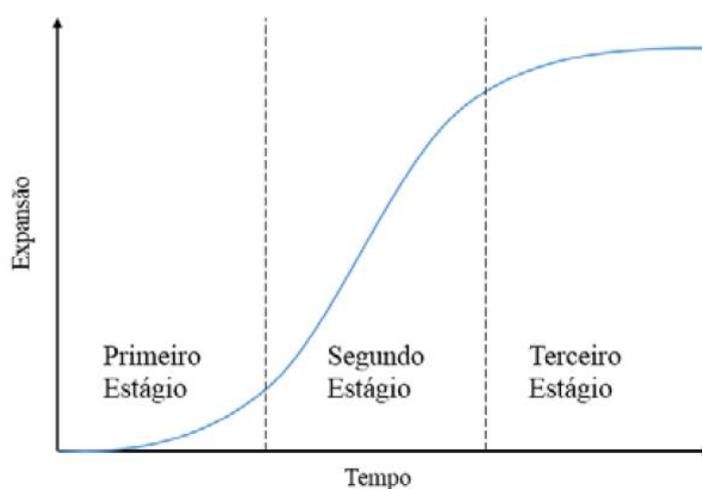
Mas, independentemente do tipo, uma vez iniciada a RAA, os resultados serão a formação de produtos que na presença de umidade podem expandir, gerando fissuras e deslocamentos, sendo capazes de comprometer as estruturas de concreto (HASPARYK, 2005).

2.5 ESTÁGIOS DA RAA

O processo de expansão do concreto afetado pela RAA, de acordo com Léger et al. (1996), pode ser dividido em três estágios (**Figura 6**).

No primeiro estágio, o concreto se torna saturado pelo gel produzido pela RAA. Trata-se de um estágio com pequena expansão já que os poros do concreto não foram totalmente preenchidos pelo gel; No segundo estágio, o gel preenche todos os poros do concreto e continua a absorver água, desenvolvendo pressão e expandindo ainda mais o concreto; No terceiro estágio o processo de expansão é finalizado porque ocorre um esgotamento do material reativo.

Figura 6 – Curva de expansão para o concreto afetado por RAA.

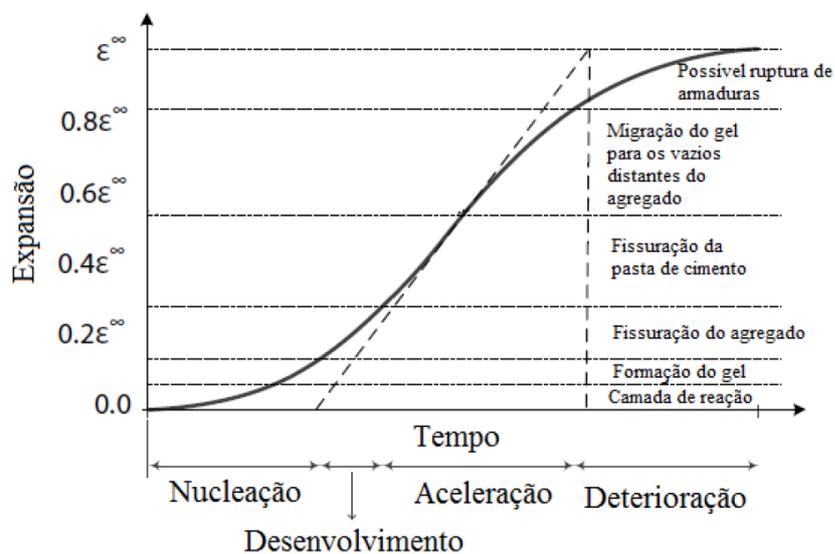


Fonte: Posterlli (2017).

Já o trabalho de Saouma et al. (2015) dividiu os estágios da RAA de acordo com interpretações petrográficas da evolução da reação em (**Figura 7**):

- a) Nucleação: fase inicial onde não existe expansão;
- b) Desenvolvimento: onde o gel é formado nos poros do agregado reativo e se inicia o processo de expansão. O gel exerce uma pressão nos poros do agregado provocando a fissuração do mesmo;
- c) Aceleração e deterioração: as fissuras do concreto reativo se propagam para a pasta do cimento e o processo de deterioração do concreto se torna mais visível. Com o aumento do tamanho e quantidade das fissuras inicia-se a migração do gel para vazios distantes do agregado reativo;
- d) Deterioração severa: a estrutura perde sua integridade estrutural incluindo falhas com possível ruptura da armadura.

Figura 7 – Interpretação petrográfica da evolução da RAA.



Fonte: Saouma et al. (2015).

2.6 FATORES QUE INFLUENCIAM A RAA

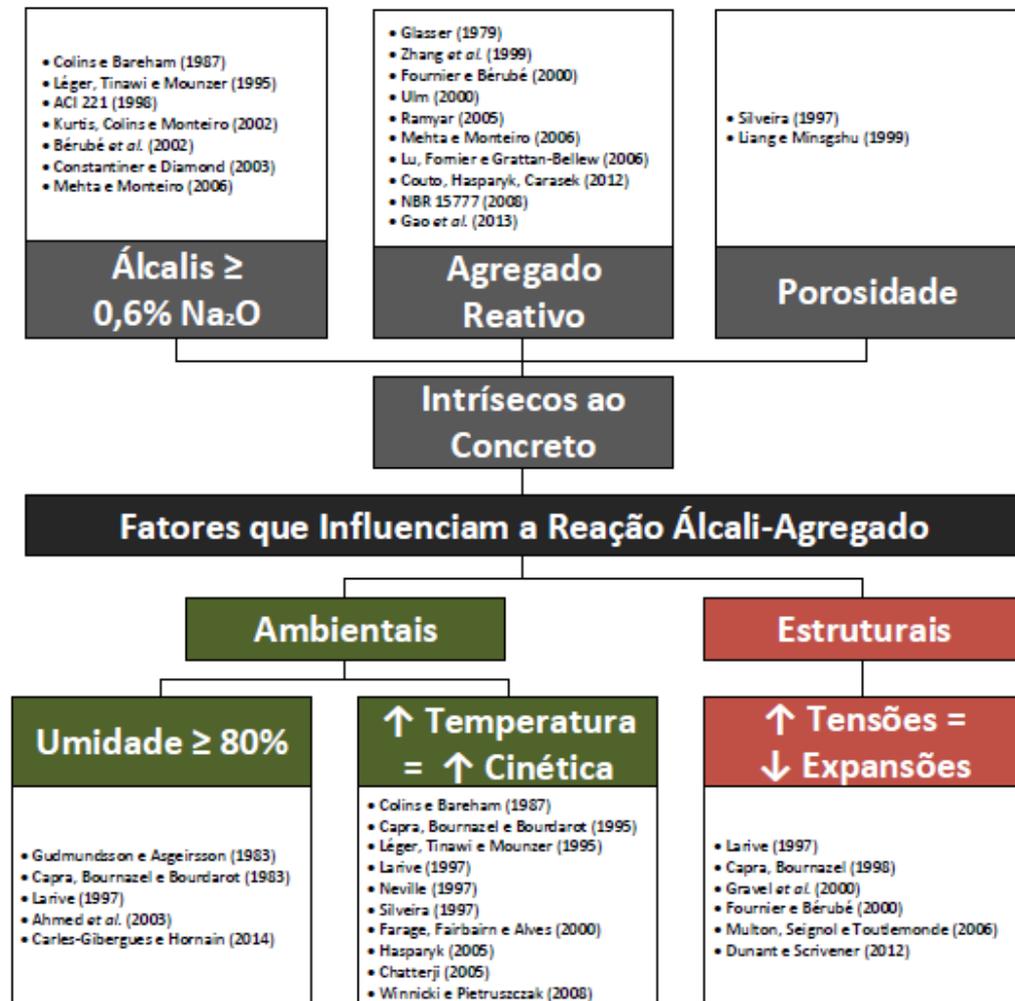
Alguns fatores podem influenciar a RAA, uma vez que o concreto é um agrupamento muito complexo de diferentes tipos de materiais com características físicas diversas, as quais geram um produto final (concreto) com condições ideais para a reação, mesmo que utilize materiais não reativos ou cimento com baixo teor de álcalis (PAULON, 1981).

Dentre os fatores influenciadores pode-se citar:

- a) Fatores relacionados ao concreto: relação água/cimento, teor de álcalis do cimento, dimensão dos agregados;
- b) Fatores que controlam a reação e a expansão: adições pozolânicas, teor de ar incorporado, porosidade dos agregados, aditivos químicos inibidores da expansão;
- c) Fatores químicos: presença de sais, aditivos aceleradores de pega, aditivos redutores de água e superplastificantes;
- d) Fatores relacionados ao meio ambiente: umidade, temperatura, ciclos de molhagem e secagem;
- e) Tensões de compressão e tempo.

Na **Figura 8** são mostrados os principais fatores que influenciam a RAA, bem como alguns autores que discutem essa influência.

Figura 8 – Fatores principais que influenciam a reação álcali-agregado.



Fonte: (GOMES, 2017).

Porém, desses fatores três são condicionantes para a ocorrência da RAA deletéria em estruturas de concreto (**Figura 9**). Quando esses fatores ocorrem simultaneamente podem aparecer a RAA, são eles: a presença de um agregado reativo; a concentração elevada de hidróxidos alcalinos (Na^+ , K^+ , OH^-) na solução dos poros do concreto; e a presença de umidade suficiente (COUTO, 2008).

Figura 9 - fatores necessários para gerar a RAA deletéria.



Fonte: (COUTO, 2008).

2.6.1 Teor de álcalis do cimento

A ABNT: NBR 15577-1 (2018) define os álcalis (sódio e potássio) participantes da RAA como sendo aqueles que são solubilizáveis imediatamente ou ao longo do tempo, podendo ser provenientes de fontes internas ao concreto (cimento, agregados, adições minerais e água de amassamento) ou externas ao concreto (umidade ou soluções salinas que penetram no concreto) (POSTERLLI, 2017).

O cimento Portland é a principal fonte de álcalis no concreto, portanto, quanto maior o teor de álcalis no cimento e o consumo de cimento no concreto, maiores suas expansões. Profissionais da engenharia civil na tentativa de evitar a RAA limitaram a 0,6% o teor de álcalis no cimento (MEHTA & MONTEIRO, 2014)

Os álcalis são encontrados no cimento de duas formas (HASPARYK, 1999):

- a) Álcalis solúveis: fazendo parte dos sulfatos alcalinos (representando de 10 % a 60% dos álcalis totais);
- b) Álcalis insolúveis: oriundos das soluções sólidas das fases presentes no clínquer.

Os álcalis solúveis geram um aumento do pH da solução nos poros do concreto, conseqüentemente causa um aumento na concentração dos íons hidroxila (OH^-) os quais são

responsáveis pela RAA, então, a formação destes íons está condicionada à quantidade de álcalis no cimento (SABBAG, 2003).

Analisando o concreto, pode-se dizer que o cimento Portland é a principal fonte de álcalis no concreto, considerando os álcalis como fatores condicionantes para a reação (HASPARYK, 2011).

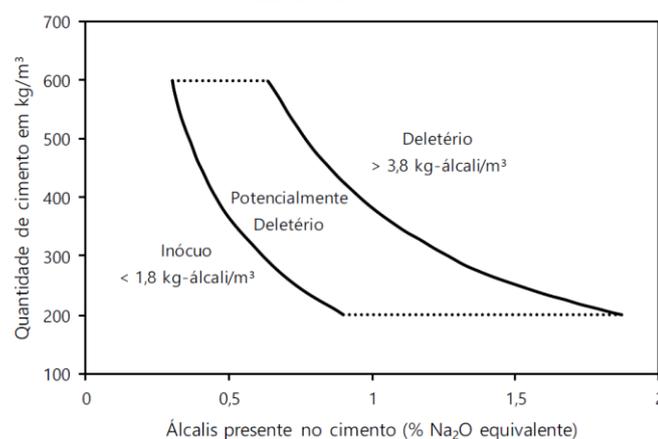
De acordo com a ASTM C – 150 (1997), um cimento com o equivalente alcalino menor do que 0,6% é considerado de baixo teor de álcalis (SABBAG, 2003).

No entanto, somente considerar a preparação do concreto com baixo teor de álcalis não é garantia para não ocorrer à reação, e conseqüentemente, a expansão no concreto (WOLF, 1952; KIARA, 1986, *apud* SABBAG, 2003). Há outras formas dos álcalis penetrarem no concreto, sendo através de águas que estejam em contato com a massa ou por meio de adições, aditivos e agregados (DIAMOND, 1975; KIARA, 1986, *apud* SABBAG, 2003).

Os limites para o teor de álcalis totais ou solúveis por metro cúbico de concreto são os seguintes, **Figura 10**, (OBERHOLSTER, VAN ARRPT & BRANDT, 1983):

- Comportamento Expansivo: $> 3,8 \text{ kg/m}^3$ de $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$;
- Comportamento Potencialmente Reativo: entre $1,8 \text{ kg/m}^3$ e $3,8 \text{ kg/m}^3$ de $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$;
- Comportamento Inócuo: $< 1,8 \text{ kg/m}^3$ de $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$.

Figura 10 – Potencialidade do concreto em desenvolver a RAS em função do teor de álcalis e quantidade de cimento no concreto.



Fonte: Oberholster et al. (1983).

O teor de álcalis tem efeito só nas reações álcali-sílica e álcali-silicato, onde há a formação do gel expansivo. Já na reação álcali-carbonato, os álcalis agem como catalisadores da reação de “desdolomitização” (reação entre as dolomitas dos calcários e os álcalis principalmente fornecidas pelo cimento, produzindo hidróxidos de magnésio) sendo regenerados durante o processo.

2.6.2 Agregados

De acordo com Sabbag (2003) existem vários fatores ocasionadores da RAA devido ao agregado usado na mistura. Destacam-se:

- a) Os constituintes mineralógicos: tipo, histórico tectônico e de alteração;
- b) Relativos à rocha: estrutura, tamanho dos grãos, porosidade, permeabilidade, área específica e composição.

Sanchez et al. (2014), estudou a influência da variação da granulometria do agregado sobre a RAS e percebeu que, para agregados de menor granulometria, a expansão se apresentou de forma linear e mais rápida do que para agregados maiores, onde a curva de expansão se apresentou com formato curvo e mais lento. Porém, em ambos os casos, o desenvolvimento da RAS foi mais rápido quanto maior foi a resistência característica do concreto e o conteúdo de álcalis.

Agregados de maior granulometria tendem a reter maiores concentrações de OH^- e íons alcalinos em seu interior. Isso tem como consequência a formação do gel expansivo de dentro para fora, ao invés da superfície, onde é maior a concentração de cálcio proveniente do cimento (SAOUMA et al., 2015). O que explica a severa fissuração dos agregados e o fim prematuro da reação em agregados de granulometria mais fina.

Um agregado será mais reativo, quanto mais desorganizada e instável for sua estrutura. Outro fator que aumenta o poder da reação dos agregados são as alterações em rocha, que causam distorções resultantes de deformações tectônicas (SABBAG, 2003).

De acordo com a ABNT: NBR 15577-1 (2018) agregado reativo ou deletério pode ser definido como o agregado que reage quimicamente com a solução alcalina presente nos poros

do concreto ou proveniente de fontes externas, tendo como resultado a expansão nas estruturas de concreto.

A **Tabela 2** apresenta uma síntese da avaliação da potencialidade reativa dos agregados de sete Estados com maior número de amostras ensaiadas pela NBR 15577 (2018).

Tabela 2 – Potencialidade reativa de agregados no Brasil.

Estado	Total de amostras	Potencialidade reativa (%)	
		Potencialmente inócua	Potencialmente reativa
Brasil	1994	64	36
SP	532	66	34
PE	228	71	29
PI	45	44	56
BA	70	59	41
RJ	119	100	0
RS	41	27	73
MG	58	65	35

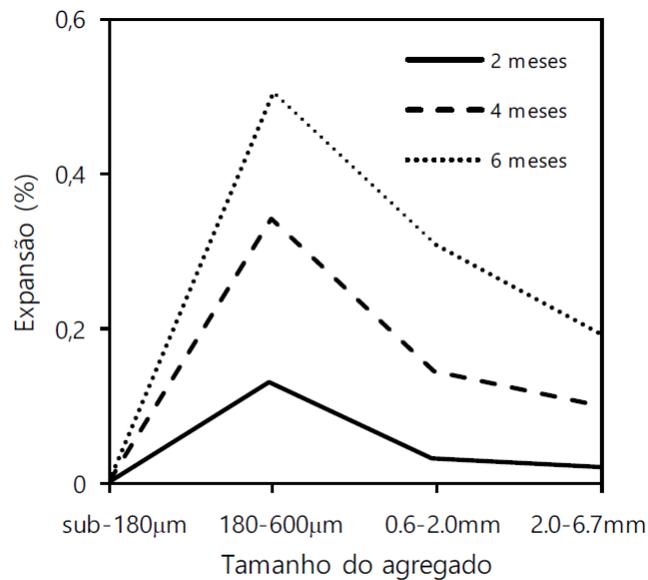
Fonte: (ABCP, 2016).

Os agregados podem ser classificados quanto à reatividade alcalina como reativos “rápidos” a “normais” (5 a 20 anos), reativos “lentos” (mais de 15 a 20 anos) e “não-reativo” (LINDGARD et al., 2010).

A taxa na qual as rochas contendo formas potencialmente reativas de sílica reagem é variável. O aumento da permeabilidade de agregados com maior porosidade pode aumentar a reatividade dos álcalis, por ser mais fácil o acesso aos fluidos de poros de concreto.

Desde Stanton (1940) vem sendo estudada a influência da classificação de agregados na RAA, onde se chegou à conclusão que os agregados (calcário de magnésio silicoso contendo opala e calcedônia) na faixa de 180-600 µm produziram maior expansão que outros tamanhos de agregados (**Figura 11**).

Figura 11 – Efeito do tamanho e proporção do agregado na expansão por RAA.



Fonte: Stanton (1940).

2.6.3 Umidade

O fator essencial para a ocorrência de reação álcali-agregado é a presença de umidade. A RAA pode não ocorrer na ausência de água ou umidade, mesmo na presença de agregados reativos e álcalis (BICZOK, 1972).

A ABNT: NBR 15577-1 (2018) alerta que estruturas maciças, mesmo em ambientes secos, podem propiciar umidade suficiente para o desenvolvimento da reação. Swamy (1992) informa que em ambientes interiores desse tipo de estrutura a umidade pode chegar a 80-90%. Segundo Mehta & Monteiro (2014), obras como barragens, pontes e estruturas marinhas são mais susceptíveis ao desenvolvimento da RAA devido à umidade elevada encontrada no concreto.

Em reações deletérias entre os álcalis e as fases silicosas reativas, a umidade tem a função de ionizar e transportar os íons e a hidroxila ao longo da porosidade da matriz. E também, tem a função de ser adsorvida pelo produto da RAA, o gel silicoso alcalino, que expande na presença da água podendo levar a fissuração (POOLE, 1992).

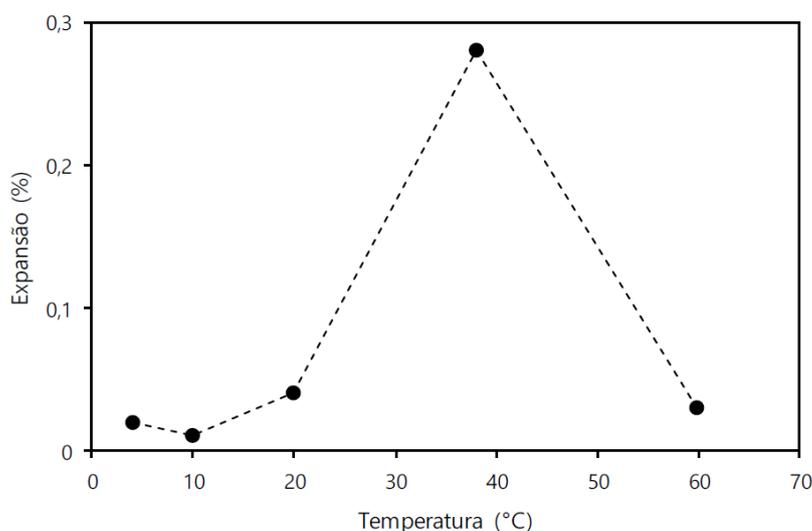
De acordo com Kihara (1986), ciclos de secagem molhagem, podem provocar solubilização e migração de álcalis para regiões localizadas do concreto permitindo a intensificação das reações expansivas.

2.6.4 Temperatura

Com o aumento da temperatura, há um aumento da solubilidade da sílica e uma diminuição de solubilidade do hidróxido de cálcio. Quando a sílica se torna mais propensa à reação e reduzindo a capacidade do hidróxido de cálcio de se combinar com o gel, ocorre o aumento da velocidade de expansão por RAA (COLLINS & BAREHAM, 1987).

Porém, a expansão do concreto causada pela RAS apresenta picos em temperaturas de aproximadamente 40°C, de acordo com a **Figura 12**. Isso pode ser explicado pela menor viscosidade do gel decorrente da RAS em temperaturas elevadas, que resulta na diminuição da expansão pelo aumento da facilidade da penetração do gel nos poros da matriz de cimento (GUDMUNDSSON & ÁSGEIRSSON, 1975; DYER, 2015).

Figura 12 – Influência da temperatura na expansão por RAS.



Fonte: Dyer (2015).

De acordo com Paulon (1981) a existência de temperaturas elevadas nas estruturas de concreto acelera as reações ocasionando um aumento nas expansões na medida em que se eleva a temperatura. Nestas condições, o gel torna-se menos viscoso, sendo capaz de percorrer com mais facilidade os vazios e as fissuras do concreto (HASPARYK, 1999).

2.6.5 Tensões confinantes

As tensões confinantes tendem a limitar a livre expansão do concreto. Ensaios experimentais demonstraram que as tensões de compressão reduzem as expansões do gel na direção paralela ao carregamento confinante (MULTON, 2006)

Danos e expansão devido a RAA são bastante influenciados por tensões de compressão aplicadas ou induzidas (PAPPALARDO JR., 1998). A expansão será reduzida na direção dos esforços de compressão, local sem circulação de água já que não ocorrem fissuras.

O comportamento mecânico do gel da RAA assemelha-se ao de um fluido incompressível. Ao ser solicitado por cargas de compressão, ele tenderá a ampliar as expansões em direções menos confinadas. Assim, a variação volumétrica do gel não é alterada com carregamentos uniaxiais.

Além do confinamento gerado por cargas externas à estrutura, as armaduras de aço em elementos de concreto armado também induzem tensões de confinamento, amplificando as expansões por RAA em direções menos confinadas.

2.6.6 Tempo

Segundo Hasparyk (1999) o fator tempo não é determinante para a ocorrência do fenômeno RAA. Enquanto os minerais reativos do agregado estiverem sendo consumidos as reações podem ocorrer (SABBAG, 2003).

2.6.7 Porosidade

A forma como a porosidade influencia na expansão do concreto depende do tipo em que a reação é apresentada. Para a reação álcali-sílica e reação álcali silicato há duas maneiras: uma porosidade maior no concreto retém maior quantidade de água em seu interior, o que é indispensável para a ocorrência da RAA. Porém, uma maior porosidade também significaria que o gel tem mais espaço para se expandir antes de dar início a pressão e fissuração no concreto (MADUREIRA, 2007).

A baixa porosidade em concretos tem como resultado a limitação da mobilidade da água e do gel no seu interior, o que ocasiona a redução da expansão do gel e até mesmo impede a

sua formação. Outra forma de redução da expansão máxima seria incorporando de ar à mistura. De acordo com Jensen et al. (1984) para uma inserção de ar de 4%, há uma redução em torno de 40% na expansão final.

2.7 PRINCIPAIS INDÍCIOS QUE LEVANTAM A SUSPEITA DA OCORRÊNCIA DA RAA

Numa estrutura as principais indicações que geram suspeita da ocorrência da RAA na estrutura são (SILVEIRA, 2006):

- a) Fissuras modelo “mapa”;
- b) Eflorescência e exsudação do gel;
- c) Descoloração do concreto;
- d) Apresentação de reação nas bordas dos agregados graúdos;
- e) Preenchimento total ou parcial dos poros do concreto por material esbranquiçado com composição do gel;
- f) Microfissuração da argamassa com preenchimento de material branco.

2.8 CONSEQUÊNCIAS DA RAA

As principais consequências decorrentes da RAA, de acordo com Valduga (2007), são:

- a) Microfissuras no concreto, principalmente na argamassa que preenche o espaço entre os agregados graúdos;
- b) Fissuras na proximidade da superfície dos agregados graúdos, podendo também ocorrer na interface pasta/agregado;
- c) Descolamento (perda de aderência) da argamassa junto à superfície dos agregados graúdos;
- d) Possibilidade de ocorrência de bordas de reação ao redor dos agregados que reagiram com os álcalis;
- e) Presença de gel exsudando ou preenchendo vazios no concreto;
- f) Movimentação (abertura e/ou deslocamento relativo) de juntas de contração e de concretagem;

- g) Travamento e/ou deslocamento de equipamentos e peças móveis (comportas, turbinas, eixos, pistões, etc.);
- h) Fissuração característica na superfície, com panorama poligonal, havendo predominância na direção de maior dimensão. Em vários casos é confundida com o panorama de reação por sulfatos ou até mesmo retração por secagem (quando as fissuras são de pequena abertura), e com o panorama de fissuração por origem térmica (quando as fissuras são de grande abertura);
- i) Fissuras de grande abertura, transversais à maior dimensão da estrutura;
- j) Movimentação das superfícies livres (alteamento de cristas de barragens e soleiras de vertedouros, deflexões para montante nas estruturas de barragens).

O quadro de fissuração em mapa em estruturas de concreto e o deslocamento de peças estruturais são evidências da ocorrência da reação álcali-agregado, porém, Forster (1998) alerta que estes panoramas não podem ser associados unicamente a este tipo de reação.

De acordo com Forster (1998), fissurações superficiais em concreto podem estar associadas a tensões de tração elevadas, que também podem ser causadas por carregamentos, elevados gradientes de temperatura durante o processo de cura do concreto, ciclos de gelo e degelo, ataque de sulfatos, entre outros fatores. Por isso, um diagnóstico adequado da RAA deve incluir também a identificação dos produtos da reação.

A fissuração em mapa pode ser consequência de outras causas, tais como a retração por secagem, especialmente em peças moldadas em regiões com climas desfavoráveis (quente com influência de vento) sem processo de cura adequado. A diferença está que a fissuração por retração por secagem, surge horas ou dias após a concretagem da peça, enquanto que a RAA costuma aparecer após 5 ou 10 anos.

2.9 EFEITOS DA RAA NAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO

Para o concreto com RAA, onde seu comportamento desempenha um papel de incerteza sobre o seu comportamento, a definição das propriedades mecânicas se torna um ponto crítico. O fato da RAA ter efeitos prejudiciais nas propriedades mecânicas da estruturas de concreto é um problema aparente após muitas investigações. Vários autores pesquisaram sobre a variação das propriedades mecânicas dos concretos afetados pela RAA.

Os primeiros estudos foram feitos por Swamy et al. (1988). Eles concluíram que a degradação das propriedades mecânicas não ocorre na mesma taxa. Outras pesquisas foram realizadas por Larive (1997), Giaccio et al. (2008) e Ahmed et al. (2003).

Os efeitos prejudiciais da RAA nas propriedades mecânicas das estruturas de concreto são um problema evidentes após muitas investigações. A ASTM C1293 e CSA-A23.2-14A canadense descrevem agregados que causam expansão de mais de 0,04% no concreto como reativo potencialmente deletério (HAFÇI, 2013).

Em Marzouk e Langdon (2003), concretos normais e de alta resistência apresentaram, sob ação da RAA, redução na resistência à compressão e à tração e no módulo de elasticidade, sendo o módulo de elasticidade a propriedade mais afetada já que é mais dependente das alterações da microestrutura do concreto.

Ao se estudar testemunhos de concreto extraídos da galeria de drenagem da Usina Hidrelétrica de Furnas localizada no Rio Grande, município de Alpinópolis (MG), estudo apresentado por Hasparyk (2005), observou-se uma queda significativa no módulo de elasticidade, mas para a resistência à compressão não apresentou grandes alterações.

Tanto Hoobs (1988) como Larive (1997) mostram a queda do módulo de elasticidade em presença de RAA. John St. (1992) constatou redução no valor da resistência à tração ao se estudar pavimentos de uma base área. A **Tabela 3** apresenta as reduções nas resistências à tração e a compressão e no módulo de elasticidade, encontradas pelos autores descritos anteriormente.

Tabela 3 – Reduções observadas nas propriedades do concreto.

Fonte	Resistência à tração (f_{tk})	Resistência à compressão (f_{ck})	Módulo de elasticidade (E)
Hasparyk (2005)	-	-	46%
Hobbs (1998)	-	-	65%
John St (1992)	30%	-	-
Larive (1997)	-	-	40%
Marzouk e Langdon (2003) (agregado altamente reativo)	37%	28%	20%
Marzouk e Langdon (2003) (agregado moderadamente reativo)	31%	31%	20%

Fonte: Oliveira (2013).

Geralmente, a RAA gera uma queda muito significativa em termos de resistência à tração e módulo de elasticidade. Essas duas propriedades são significativamente mais afetadas do que a resistência à compressão, que começa a diminuir significativamente apenas com altos níveis de expansão (NIXON & BOLLINGHAUS, 1985; SMAOUI et al., 2004, PLEAU et al., 1989). O efeito clássico da RAA sobre as propriedades mecânicas do concreto relatado acima sugere que o microfissuramento causado por este mecanismo deletério pode ser identificado mesmo antes do material atingir expansão significativa e microfissuração e, eventualmente, significa perda de resistência à compressão (NIXON & BOLLINGHAUS, 1985). Uma perda significativa de resistência à compressão pode ser observada para elementos de concreto que sofrem expansões importantes (ou seja, 1 mm / m ou 0,10%) (WOOD & JOHNSON, 1993; WOOD et al. 1989). Segundo esses autores, para expansões de até 0,10%, é muito provável que o elemento de concreto ou mesmo a estrutura suportem eficientemente suas tensões ativas. No entanto, após 0,30% de expansão, uma avaliação estrutural deve ser realizada (WOOD & JOHNSON, 1993; WOOD et al. 1989).

Além disso, Kubo & Nakata (2012) relataram os resultados de estudos recentes mostrando perdas de resistência à compressão para concretos com níveis de expansão superiores a 0,30%. Para níveis de expansão de 0,50%, os autores observaram perdas de resistência à compressão de cerca de 30%. No mesmo estudo, os autores descobriram que nem a relação água-cimento das misturas de concreto nem os tipos agregados utilizados influenciaram significativamente as resistências à compressão, pelo menos até os níveis de expansão de 0,30%. Por outro lado, os pesquisadores encontraram diferenças significativas no comportamento de tensão/deformação (especialmente para o módulo de elasticidade) em níveis similares de expansão quando diferentes agregados reativos foram usados. Eles associaram essas diferenças a diferentes padrões de fissuras quando diferentes agregados reativos são usados no concreto (KUBO & NAKATA, 2012).

No entanto, Naar (2010) sugeriu que a análise das reduções das propriedades mecânicas em função da expansão devido à RAA é complicada e muitos resultados contraditórios são apresentados na literatura. Em termos de resistência à compressão, alguns autores encontraram perdas apenas para níveis de expansão muito altos. Por outro lado, outros encontraram quase nenhuma mudança ou mesmo um aumento na resistência à compressão com o aumento da expansão devido à RAA. Considerando a perda do módulo de elasticidade, a maioria dos autores concorda com uma perda rápida mesmo em baixos níveis de expansão (0,0% até

0,05%); foram relatadas perdas variando de 20 a 80% do módulo de elasticidade de concretos não-reativos, o que é considerado uma importante variação.

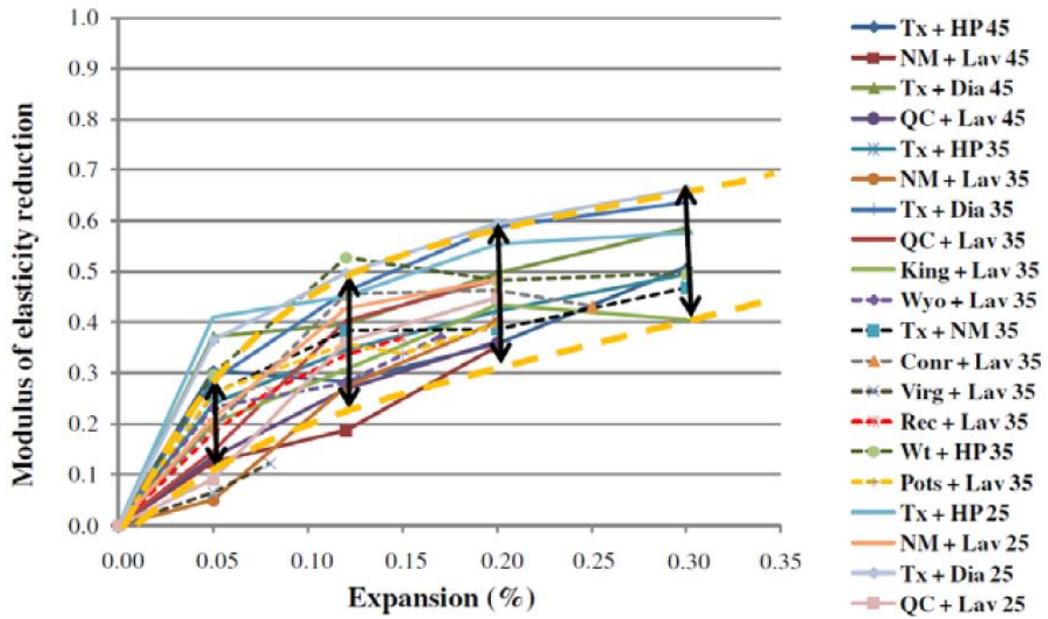
Sanchez et al. (2017) mediu a influência do tipo e natureza dos agregados, juntamente com a resistência à compressão da amostra, nas propriedades mecânicas do concreto afetado pela RAA. Três tipos de concreto foram usados neste estudo (25, 35 e 45 MPa), a partir do qual um número de aproximadamente 765 corpos-de-prova cilíndricos (100 mm por 200 mm em tamanho) foram moldados e, em seguida, armazenados sob condições que permitem o desenvolvimento da RAA. Quando os corpos-de-prova atingiram os quatro níveis de expansão escolhidos para este trabalho (0,05%, 0,12%, 0,20% e 0,30%; $\pm 0,01\%$), foram submetidos ao ensaio de Deterioração de Rigidez (SDT). Os corpos-de-prova de concreto foram examinados petrograficamente nos mesmos níveis de expansão apresentados acima, com o objetivo de determinar o grau de dano físico nos corpos de prova. As misturas foram testadas com os agregados descritos na **Tabela 4**. Os autores perceberam que o módulo de elasticidade (**Figura 13**) e a resistência à tração (**Figura 14**) são de fato mais fortemente afetadas do que a resistência à compressão, mas em valores de expansão mais altos a resistência à compressão pode ser significativamente reduzida (até 30%), como mostrado na **Figura 15**. Descobriu-se que esta última está relacionada às características microscópicas de deterioração da RAA, que tendem a começar dentro das partículas dos agregados e se estender à pasta de cimento apenas em níveis moderados e altos de expansão.

Tabela 4 – Agregados usados no estudo do Sanchez.

Identificação do agregado			
Tipo	Reatividade	Localização	
Grosso	Reativo	New México (USA)	NM
	Não-reativo	Newfoundland (Canada)	HP
	Não reativo	Quebec (Canada)	Dia
Fino	Reativo	Texas (USA)	Tx
	Não-reativo	Quebec (Canada)	Lav

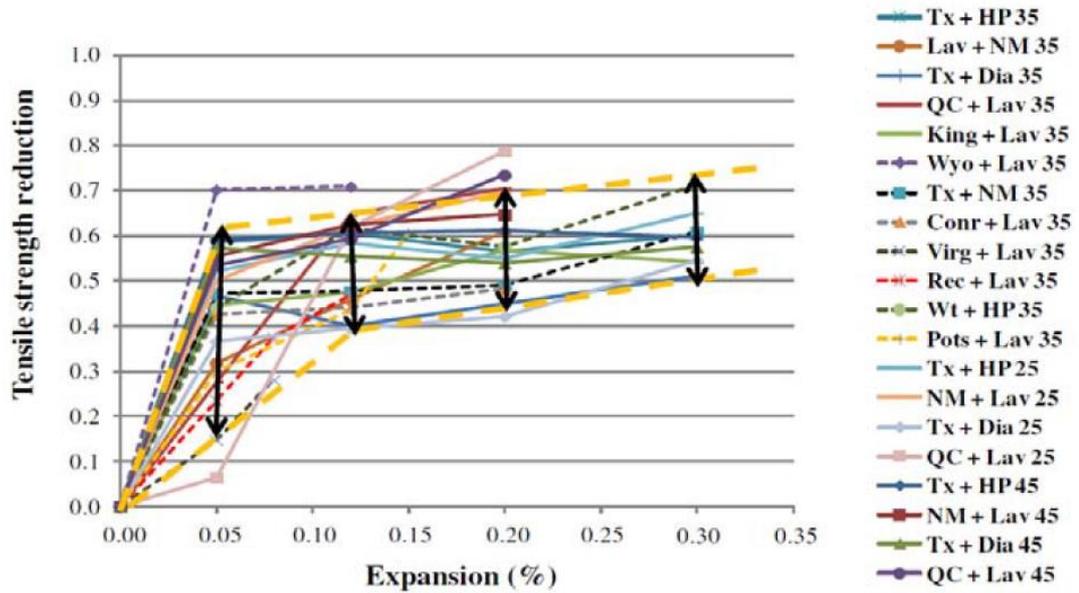
Fonte: Adaptado de Sanchez (2014).

Figura 13 – Diminuição do módulo de elasticidade em função da expansão da RAA.

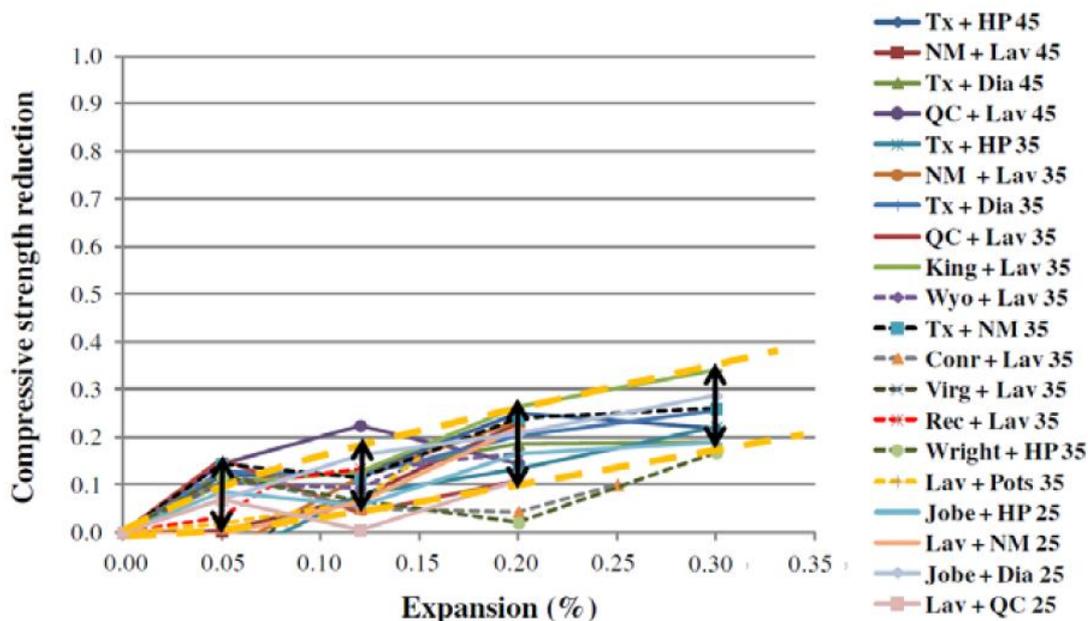


Fonte: Sanchez et al. (2017)

Figura 14 – Diminuição da resistência à tração em função da expansão da RAA.



Fonte: Sanchez et al. (2017)

Figura 15 – Diminuição da resistência à compressão em função da expansão da RAA.

Fonte: Sanchez et al. (2017).

Sanchez et al. (2017) apresentou uma análise global dos dados dos ensaios obtidos neste estudo sobre concretos de diferentes intensidades e incorporando uma série de agregados finos e grossos de quartzo com reatividade alcalina como uma revisão da condição microestrutural e propriedades mecânicas resultantes do concreto com expansão progressiva devido à RAA. Os resultados obtidos neste estudo sugerem que o “cenário” descrito a seguir poderia ser aplicado a concretos convencionais (25 a 45 MPa) incorporando agregados grossos reativos de quartzo, assim como algumas areias reativas. O resumo dos gráficos das **Figuras 13, 14 e 15** são apresentados na **Tabela 5**.

Tabela 5 – Classificação do grau do dano do concreto devido a RAA.

Classificação do grau do dano pela RAA (%)	Referência do nível de expansão (%)	Variação da redução pela RAA		
		Redução Módulo de elasticidade (%)	Redução da Resistência à compressão (%)	Redução da Resistência à tração (%)
Negligenciável	0,00 – 0,03	-	-	-
Marginal	0,04 ± 0,01	5 – 37	0 – 15	15 – 60
Moderado	0,11 ± 0,01	20 – 50	5 – 20	40 – 65
Alto	0,20 ± 0,01	35 – 60	13 – 25	45 – 70
Muito alto	0,30 ± 0,01	40 - 67	20 - 35	50 - 75

Fonte: Adaptado de Sanchez et al. (2017).

Gorga (2018) mediu o efeito das consequências da expansão induzida pela RAA nas propriedades mecânicas do concreto (resistência à compressão, resistência à tração e módulo de elasticidade). Estas propriedades sofrem redução ao longo do tempo e são consequência direta da degradação física (isto é, fissuração) dentro das partículas do agregado e da pasta de cimento.

Portanto, fica claro que a deterioração das propriedades mecânicas do concreto é um fenômeno muito importante e está diretamente relacionada com o nível de expansão, o tipo e a natureza do agregado e a resistência à compressão do material. Porém, atualmente, existem informações muito limitadas sobre a relação entre o desenvolvimento das características micromecânicas da RAA e as perdas nas propriedades mecânicas do concreto afetado pela RAA.

2.10 MEDIDAS PREVENTIVAS E INIBIDORAS À OCORRÊNCIA DA RAA

Para o meio técnico e acadêmico, a prevenção da RAA é a melhor alternativa, já que uma vez a reação sendo iniciada em estruturas prontas, é tecnicamente muito difícil interrompê-la e, quase sempre, economicamente inviável.

Diversas são as medidas que vêm sendo tomadas para evitar a expansão da reação álcali-agregado em concreto. Pode-se citar: utilização de um cimento com o teor reduzido de álcalis; o uso de agregados não reativos, utilização de adições de materiais pozolânicos no concreto; incorporação de fibras no concreto restringindo fisicamente a expansão e controlando as fissuras subsequentes (CARVALHO, 2014).

A tomada de medidas preventivas a RAA vai depender de uma série de estudos preliminares, realizados antes do início das obras (SILVEIRA, 2006). Dentre esses estudos estão principalmente os relacionados à seleção dos agregados, onde devem ser realizados ensaios e análises (análise petrográfica, ensaios acelerados em barras de argamassa e ensaios químicos) com o intuito de verificar a potencialidade reativa dos mesmos. Caso seja comprovada a reatividade do agregado e o seu uso se tornar inviável outro tipo de agregado deverá ser utilizado, terá que ser feita a substituição parcial do cimento por materiais pozolânicos, o que seria uma das maneiras mais indicadas para combater a reação, de forma geral (SILVEIRA, 2006).

De acordo com Otoch (2016), como ações para prevenir ou inibir a RAA, tem-se:

- a) Se possível, não utilizar agregados reativos ou potencialmente reativos;
- b) Limitar o teor de álcalis solúveis no concreto: devendo possuir teores abaixo de 0,4% na principal fonte de álcalis que é o cimento, não se esquecendo de examinar as demais fontes de álcalis: água de amassamento, aditivos, adições minerais;
- c) O elemento estrutural deve ser protegido contra o contato com o lençol freático;
- d) Redução da relação a/c;
- e) Redução do consumo de cimento;
- f) Uso com critério dos aditivos (superplastificantes e redutores de água) já que estes contêm álcalis;
- g) Para evitar a elevação da temperatura, usar cimento com baixo calor de hidratação;
- h) Evitar o uso de forma lateral com alvenaria, pois dificultam a dissipação do calor e alteram a relação a/c nas faces dos blocos, podendo ocorrer fissuras ou ausência de cura;
- i) Adotar detalhe de armadura na forma de gaiola.

2.11 PROCEDIMENTOS PARA MITIGAR AS REAÇÕES ÁLCALI-AGREGADO

Os procedimentos mais utilizados para mitigar as reações álcali-agregado são descritos a seguir:

- a) Uso de aditivos químicos: aditivos químicos incorporados à massa de concreto têm sido utilizados para inibir a RAA, através de duas propostas, sendo a primeira uma tentativa de reduzir a expansão do gel, aplicando tratamentos com soluções de Lítio (Li); e a segunda é uma proposta bastante recente, de expor o concreto parcialmente afetado pela RAS às soluções com silano, com o objetivo de impermeabilizar os grãos de agregados reativos e impedir o avanço da reação;
- b) Adições Minerais: usando-se cimentos adequados ou com adições minerais/ pozolânicas em proporções corretas, a sílica presente nesses constituintes fará com

que os álcalis solúveis, oriundos da hidratação do cimento, sejam consumidos antes que os hidróxidos reajam com a sílica provida pelos agregados.

Para que os efeitos das adições empregadas, com o objetivo de inibir ou diminuir os danos da RAA nas estruturas de concreto, possam ter eficácia, é imprescindível eliminar fontes externas de álcalis, possivelmente presentes na água de amassamento e nos aditivos empregados.

2.12 AÇÕES RETARDADORAS

Depois que a RAA foi iniciada pode se fazer muito pouco para tentar eliminar seus efeitos. O que pode ser feito é adotar medidas mitigadoras ou retardadoras para minimizar o efeito da RAA sobre a estrutura.

Gomes (2008 *apud* SILVA, 2007) lista as seguintes medidas:

- a) Tratamentos superficiais;
- b) Utilização de membranas;
- c) Reforços estruturais;
- d) Liberação de deformações;
- e) Demolição e reconstrução.

2.13 MODELOS MATEMÁTICOS PARA CÁLCULO DA RAA

Constatou-se, ao longo dos anos, que a modelagem da RAA e da expansão resultante pode ser muito útil para se obter uma previsão relevante da resposta estrutural de elementos de concreto deteriorados. Assim, para serem eficientes e confiáveis, os modelos devem levar em consideração os aspectos químicos e físicos da RAA (MULTON et al., 2009).

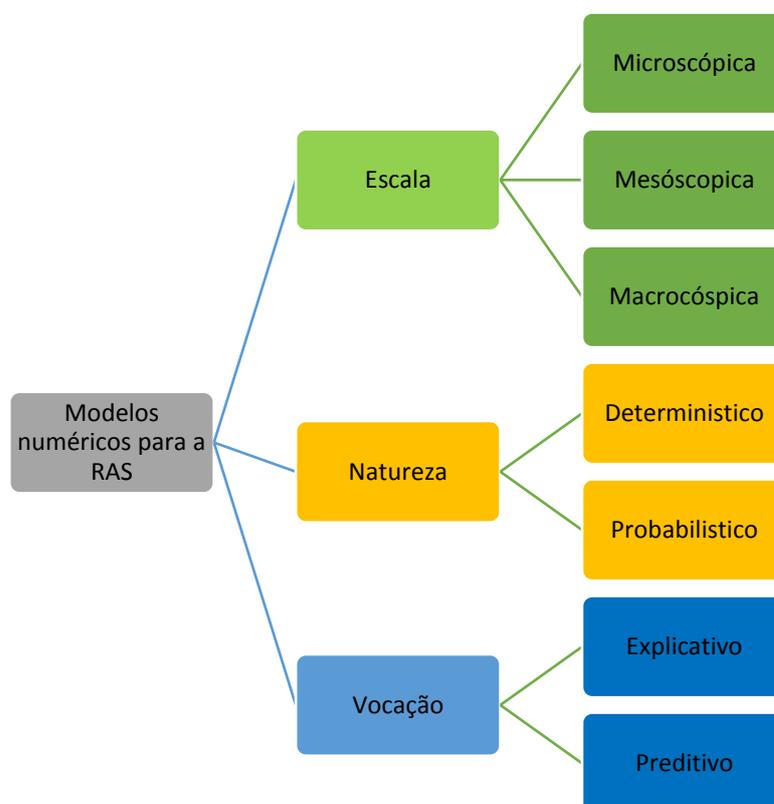
Vários modelos de RAA foram desenvolvidos ao longo dos anos para prever expansão e danos em materiais afetados pela RAA, modelos microscópicos: (Bazant & Steffens 2000; Comby-Pérot et al. 2009; Dunant & Scrivener 2009; Nielsen et al. 1993; Furusawa et al. 1994, Poyet et al., 2007; Suwito et al., 2002; Charpin & Ehrlacher 2012), RAA em estruturas ou elementos estruturais, modelos macroscópicos: (Ulm et al. 2000; Li & Coussy 2002; Saouma

& Perotti 2006; Grimal et al., 2008; Comi et al., 2009). O primeiro grupo visa modelar tanto as reações químicas quanto as perturbações mecânicas causadas pela RAA, ou mesmo o acoplamento de ambos os fenômenos. O segundo grupo visa compreender o processo de geração de deterioração em estruturas / elementos estruturais de concreto em um contexto real, simulando assim seu provável comportamento *in situ* (NAAR, 2010).

A dependência de fatores internos (composição química do concreto) e externos (condições ambientais) e a dificuldade em compreender os mecanismos da reação álcali-agregado, tornam a modelagem da RAA em estruturas de concreto consideravelmente complicada (PIGNATELLI, 2012).

Segundo Charles-Gibergues e Hornain (2014 *apud* CARASEK et al., 2016), os modelos para previsão dos danos causados pela RAS podem ser classificados conforme sua natureza determinística ou probabilística; conforme sua escala de análise (micro, meso ou macroscópica) e de acordo com a sua vocação explicativa do fenômeno ou preditiva (**Figura 16**).

Figura 16 – classificação dos modelos numéricos existentes para a RAS.



Fonte: (CARASEK et al, 2016).

Na classificação por escala, o concreto é um material heterogêneo extremamente complexo de estrutura aleatória, com diferentes escalas de comprimento.

- a) Macroscópica: o concreto é tratado como material homogêneo;
- b) Mesoscópica: há inclusão da matriz de ligação dos agregados e dos poros com distribuições de amplo tamanho, bem como das zonas de transição entre os agregados e a matriz da pasta de cimento;
- c) Microscópica: é a escala natural mais fina, representada pela microestrutura da pasta de cimento endurecida, composta de produtos de hidratação, clínquer residual não-hidratado e microporos.

Esta classificação ajuda a compreensão dos modelos, porém, recentemente novos modelos multiescala estão sendo desenvolvidos para análise da falha do concreto quando submetido a várias frentes de ataque (SALOMÃO, 2017).

Na classificação por natureza:

- a) Modelos determinísticos: definem a deterioração ou alteração da condição de desempenho usando uma correlação funcional entre os atributos de condições estruturais e uma ou mais variáveis descritivas. Nos modelos determinísticos, em geral, são atribuídos valores médios de entrada, havendo necessidade de parâmetros de calibração;
- b) Modelos probabilísticos: contrário à abordagem determinística a abordagem probabilística considera a variabilidade dos fenômenos, então as variáveis não são constantes no tempo, já que as aleatoriedades são consideradas.

Na classificação por vocação:

- a) Modelo preditivo: é usado para estimar um valor desconhecido de interesse: o alvo;
- b) Modelo explicativo: o propositivo do modelo não é estimar um valor, mas sim obter uma visão do fenômeno ou processo subjacente.

Na **Tabela A.1 do Apêndice A** encontram-se uma breve descrição de alguns modelos propostos na literatura e que descrevem a expansão e os danos induzidos pela RAA. Os modelos descritos são apenas os de macroescala já que são usados para avaliar as implicações estruturais macroscópicas da RAA em estruturas de concreto, onde a química envolvida é explicada apenas indiretamente.

Só foram considerados artigos publicados após o ano de 2000, os modelos de RAA anteriores foram considerados desatualizados, porque pesquisas recentes mudaram drasticamente a forma como a reação é entendida.

Ulm et al. (2000), foram um dos primeiros a implementar as descobertas de Larive (1997) em seu modelo, o que lhes permitiu começar a descrever a RAA com mais precisão. Sua abordagem apresenta algumas desvantagens (expansão isotrópica, sem fluência, umidade constante, baseada em fontes desatualizadas etc.), mas foi, sem dúvida, um grande passo para simular com precisão a reação.

O modelo original desenvolvido por Li & Coussy (2002) e Li & Coussy (2004) foi bastante interessante, mas teve questões semelhantes às propostas por Ulm et al. (2000). Independente da aplicabilidade comprovada do modelo, não considerando a anisotropia da reação, fluência e umidade variável infelizmente tornam o modelo muito ultrapassado para ser amplamente implementado como uma ferramenta de análise hoje, especialmente com base no conhecimento atual sobre os mecanismos físico-químicos da reação.

Vários modelos poromecânicos foram desenvolvidos por Capra & Sellier (2003), Bangert et al. (2004), Fairbain et al. (2004) e Farage et al. (2004). Esses modelos começaram a seguir uma direção ligeiramente diferente, descrevendo os aspectos físico-químicos da reação em maior detalhe e em função de diversas variáveis adicionais. As matemáticas implementadas são mais complexas, e a necessidade de se ajustar a vários parâmetros é inevitável, uma vez que fenômenos complexos de microescala estão sendo representados macroscopicamente. Infelizmente, isso tende a tornar esses modelos menos fáceis de usar e menos atraentes para a implementação em grande escala pela comunidade de engenharia.

Saouma e Perotti (2006) desenvolveram o que é provavelmente o modelo de RAA mais importante até hoje. A abordagem é simples, mas precisa, intuitiva, mas não trivial, e é provavelmente por isso que tantos modelos depois de 2006 se referem a eles quando procuram por um ponto de partida. Infelizmente, o modelo apresenta três limitações principais: foi usado

apenas em simulações 2D, foi aplicado apenas para simular núcleos de concreto e não leva em consideração a fluência. No entanto, sua relevância no estado da arte é inquestionável.

Grimal et al. (2008a) e Grimal et al. (2008b) adotaram a abordagem poro-mecânica, modelando a química e a física envolvidas na reação álcali-agregado em detalhes. Ela é responsável por quase todos os parâmetros possíveis (da quantidade de gel necessária para preencher a porosidade conectada aos agregados reativos aos efeitos de capilaridade), mas são muitas variáveis para definir (32 variáveis). A abordagem provou sua aplicabilidade na modelagem de macroestruturas, mas o grande número de variáveis envolvidas faz dela um modelo complexo para validação generalizada.

De maneira semelhante ao modelo desenvolvido por Grimal et al. (2008a) e Grimal et al. (2008b), embora não na mesma medida, foram os modelos poromecânicos desenvolvidos por Esposito e Hendrix (2012) e Pesavento et al. (2012). Ambos são abordagens interessantes, mas sua principal desvantagem é que elas carecem de validações e, principalmente, de aplicativos. Os modelos apresentam apenas aplicações em concretos o que não é suficiente para comprovar plenamente sua capacidade de descrever as implicações estruturais da RAA.

Comi et al. (2012) propuseram um modelo poro-mecânico que foi um pouco mais simples e mais intuitivo que o outro apresentado anteriormente. É responsável por vários dos parâmetros mais importantes, mas infelizmente os pesquisadores ainda assumiram que a reação se comporta isotropicamente e desconsideraram o efeito da fluência. Isso, infelizmente, limita a descrição completa do mecanismo de deterioração do modelo, como afirmado anteriormente, embora o modelo seja, sem dúvida, muito promissor.

Um dos modelos mais auspiciosos desenvolvido recentemente foi proposto por Pan et al. (2013a) e Pan et al. (2013b). Eles levam em consideração quase todos os aspectos relevantes da reação, com exceção do efeito da variação da umidade ao longo do tempo na cinética e da deterioração da resistência à compressão. Os autores também comprovaram a aplicabilidade do modelo (especialmente o de Pan et al. (2013b)). Mesmo assim, o modelo ainda poderia ser mais intuitivo atribuindo um significado físico a alguns dos coeficientes e atualizando-o com base na literatura atual (deterioração das propriedades mecânicas, por exemplo).

Winnicki et al. (2014) utilizam o modelo contínuo, no entanto, similarmente a Comi et al. (2012), os autores assumem que a reação é isotrópica e não levam em consideração a fluência. Além disso, a conclusão controversa que chegaram sobre a RAA, melhorando a resposta estrutural da estrutura de uma barragem, vai de encontro ao que foi observado pela

maioria das análises na literatura. Portanto, pode-se supor que o modelo não é capaz de descrever as implicações estruturais da RAA em toda a sua extensão.

No modelo desenvolvido por Ben Ftima et al. (2017) é considerado cada um dos parâmetros definidos como os mais importantes para o RAA, com exceção da deterioração das propriedades mecânicas em função do nível de expansão. No entanto, a abordagem parece ser muito específica para as barragens, em vez de ser um modelo de RAA geral, e os autores não fornecem muitos detalhes sobre como eles levam esses parâmetros em consideração. Portanto, é difícil avaliar realmente o que o modelo propõe e como a simulação é realmente responsável pelas variáveis.

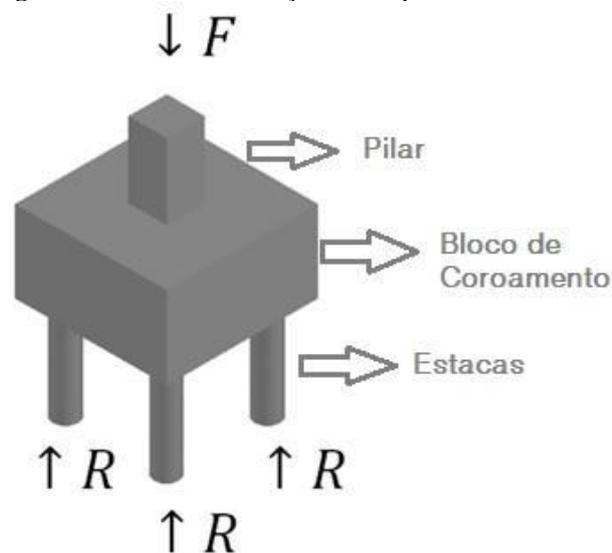
A abordagem proposta por Govevski & Yildiz (2017) é outro modelo recente. No entanto, a suposição de que a expansão pode ser considerada linear é apenas aceitável para estruturas massivas, limitando assim a aplicabilidade da abordagem a outros tipos de estruturas. Além disso, não leva em conta a fluência e tem uma abordagem própria para simular o comportamento anisotrópico da expansão, que não segue exatamente o que foi proposto por outros autores ao afirmar, por exemplo, que existe uma tensão capaz de parar a RAA. Portanto, este modelo não é considerado o modelo de RAA ideal.

Por fim, Gorga et al. (2018) propôs um modelo responsável pelos parâmetros mais importantes que influenciam a reação: expansão anisotrópica, dependência cinética da variação da temperatura, umidade variável, deterioração das propriedades mecânicas em função da expansão e fluência.

3 BLOCOS DE FUNDAÇÃO

Blocos de fundação são elementos estruturais de concreto armado que têm o papel de transmitir a carga dos pilares advindas da edificação para um grupo de estacas ou tubulões (Figura 17). A geometria dos blocos está atrelada ao número de estacas, da distribuição do mesmo em torno do centro de carga do pilar, assim como da distância entre elas e de suas dimensões.

Figura 17– Bloco de fundação sobre quatro estacas.



Fonte: Adaptado de Lopes (2011).

A utilização de blocos sobre estacas ocorre quando as camadas superficiais do terreno não são suficientemente resistentes para suportar as ações da superestrutura. Estacas são elementos esbeltos cuja finalidade é transmitir as ações provenientes do bloco para as camadas mais profundas do solo. Essa transmissão pode ser feita por meio da resistência de ponta, do atrito lateral, ou da combinação dos dois efeitos (BARROS, 2009).

Já de acordo com Velloso e Lopes (2011), estaca é um elemento de fundação profunda executado com auxílio de ferramentas ou equipamentos, execução esta que pode ser por cravação a percussão, prensagem, vibração ou por escavação, ou, ainda, de forma mista, envolvendo mais de um destes processos.

3.1 ASPECTOS DE PROJETO DE BLOCOS SOBRE ESTACAS

Barros (2009) em sua dissertação de mestrado listou os passos para a elaboração do projeto de blocos sobre estacas. A primeira decisão do projetista é definir o tipo de estaca a ser utilizada; essa escolha é feita baseada na intensidade das ações, bem como no tipo de solo que irá receber a fundação. Definida o tipo da estaca, obtêm-se a quantidade de estacas a ser utilizada em cada bloco, considerando-se a intensidade das ações: força vertical; força horizontal e momentos, bem como a força resistente de cada estaca. Em situações onde a intensidade da força horizontal for elevada, deve-se prever a utilização de estacas inclinadas, caso as camadas do solo não sejam capazes de impedir o movimento lateral do conjunto estaca-bloco. É preciso considerar também o efeito de grupo entre estacas vizinhas.

Em seguida é feita a distribuição em planta das estacas. Sempre que possível, faz-se coincidir o centro do estaqueamento com o centro geométrico do pilar. A distribuição das estacas deve ser feita de modo a obter o menor volume possível para o bloco.

A distribuição das estacas segue padrões adotados pelo meio técnico, respeitando-se o espaçamento mínimo entre estacas, distância entre estacas e a face do bloco e altura do bloco. Todas as principais recomendações a respeito de blocos de fundação e os seus procedimentos encontram-se em normas brasileiras, ABNT NBR 6122 (2010) e ABNT NBR 6118 (2014), além de normas internacionais, como: EHE (2008), ACI 318-08 e CSA A.23.3.04.

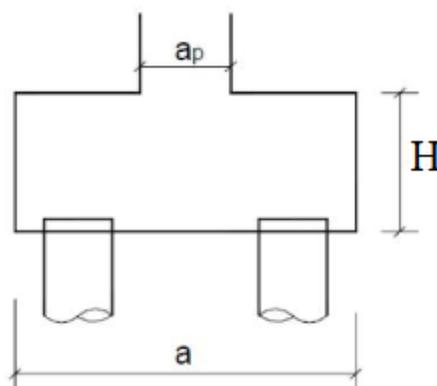
Segundo a ABNT NBR 6118 (2014), dependendo do valor adotado para altura, o bloco pode ser classificado como rígido ou flexível. A ABNT NBR 6118 (2014) recomenda que as barras da armadura principal sejam distribuídas em faixas de larguras iguais a 1,2 vezes o diâmetro da estaca. As forças são transmitidas do pilar para as estacas por meio de bielas de compressão, cuja forma e dimensões são complexas. Os blocos, assim como as sapatas, são rotulados como rígidos, quando sua altura (H) respeita a **expressão 1**, representada na **Figura 18**, ou seja, possuem os mesmos deslocamentos (recalques) das estacas e em contrapartida difere as reações, caso contrário são flexíveis.

$$H \geq \frac{a-a_p}{3} \quad (1)$$

Sendo:

- a – Dimensão do bloco em determinada direção;
 a_p – Dimensão do pilar na mesma direção de a;
 H – altura do bloco.

Figura 18 – Exemplo de dimensão do bloco sobre estaca.



Fonte: Sakai (2010).

Blocos flexíveis, por sua vez, são aqueles que têm comportamento semelhante ao de vigas, sendo o dimensionamento feito baseado em seções de referência. A norma recomenda realizar uma análise mais completa, desde a distribuição das ações nas estacas, dos tirantes de tração, até a necessidade de verificação à punção (BARROS, 2013).

A ABNT NBR 6118 (2014), em sua seção 22.7.2 caracteriza o comportamento estrutural de um bloco rígido da seguinte forma:

- Essencialmente trabalha à flexão nas duas direções (bidirecional), com trações nas linhas sobre as estacas;
- Os esforços solicitantes transmitidos do pilar para as estacas são essencialmente pelas bielas de compressão, com formas e dimensões complexas;
- O cisalhamento também trabalha em duas direções, não apresentando ruptura por tração diagonal, e sim por compressão das bielas.

Porém, para blocos flexíveis, é necessária uma análise mais refinada, em relação à distribuição de esforços nas estacas, dos tirantes de tração, até a necessidade da verificação da punção (ABNT NBR 6118, 2014).

3.1.1 Modelo de bielas e tirantes

O método das Bielas e Tirantes já é bastante difundido e considerado um dos mais usados para projetos de blocos sobre estacas. Ele foi desenvolvido considerando a análise de resultados experimentais de modelos ensaiados por Blévoit e Frémy em 1967 (DELALIBERA, 2010).

Anteriormente ao desenvolvimento deste, os blocos de fundação eram mencionados como vigas de concreto armado fissurado e em seu interior a idealização de treliça de banzos paralelos. No final do século dezanove já se tinha a ideia das bielas e tirantes, sendo o mesmo uma analogia da treliça clássica, introduzida por Ritter & Morsch. É também conhecido como Escoras e Tirantes, sendo a diferença que as bielas são inclinadas e as escoras podem ser inclinadas ou não em relação aos tirantes.

Para o cálculo e dimensionamento dos blocos, são aceitos, conforme a ABNT NBR 6118 (2014), modelos tridimensionais lineares ou não lineares e modelos de biela-tirante tridimensionais. No caso da região de contato entre o pilar e o bloco devem ser considerados, conforme a norma citada acima, os efeitos de fendilhamento, permitindo-se assim a adoção do modelo bielas e tirantes.

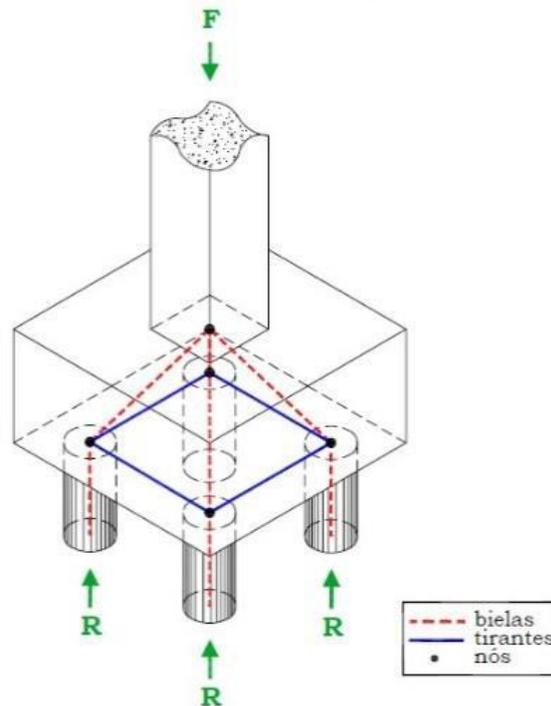
O método de biela-tirante é representado por uma treliça idealizada, composta por bielas, tirantes e nós. Neste caso a análise da segurança é permitida no estado-limite último de um elemento estrutural ou de uma região D, contida neste elemento. A ABNT NBR 6118 (2014), no item 22.2, define regiões D como aquelas em que a hipótese de seção plana não mais se aplica, ou seja, não é aplicável uma distribuição linear de deformações específicas na seção.

O item 22.3.1 explica como se comporta a treliça: “as bielas representam a resultante das tensões de compressão em uma região; os tirantes representam uma armadura ou um conjunto de armaduras concentradas em um único eixo e os nós ligam as bielas e tirantes e recebem as forças concentradas aplicadas ao modelo. Em torno dos nós existirá um volume de concreto, designado como zona nodal, onde é verificada a resistência necessária para a transmissão das forças entre as bielas e os tirantes”. “A treliça idealizada é isostática e nos nós são concentradas as forças externas aplicadas ao elemento estrutural e as reações de apoio, formando um sistema auto equilibrado”.

Na **Figura 19** está representado o modelo tridimensional de bielas e tirantes para blocos sobre quatro estacas. Sendo as bielas as barras comprimidas representadas por linhas

pontilhadas e definidas a partir da intersecção do eixo da estaca com o plano médio das armaduras com o ponto definido na região de encontro do pilar, já os tirantes são as barras tracionadas caracterizado em traço cheio situadas no plano médio das armaduras que é horizontal e localizado logo acima da cota de arrasamento das estacas.

Figura 19 – Modelo tridimensional de bielas e tirantes para bloco sobre quatro estacas.



Fonte: Campos (2007).

O método das bielas e tirantes apresenta algumas recomendações, são elas: os esforços serem centrados e todas as estacas devem estar igualmente afastadas do centro geométrico dos pilares, na prática a teoria também se aplica para ações que não estão centradas, desde que utilize a maior força transferida para todas as estacas (FLORES, 2008).

3.1.2 Ensaio de Blévo & Frémy

As primeiras análises experimentais com mais de 100 ensaios em blocos sobre duas, três e quatro estacas submetidos à ação de carga centrada a fim de analisar o estado de formação de fissuras e os estados limites últimos (ruínas), com a variação da disposição da armadura de

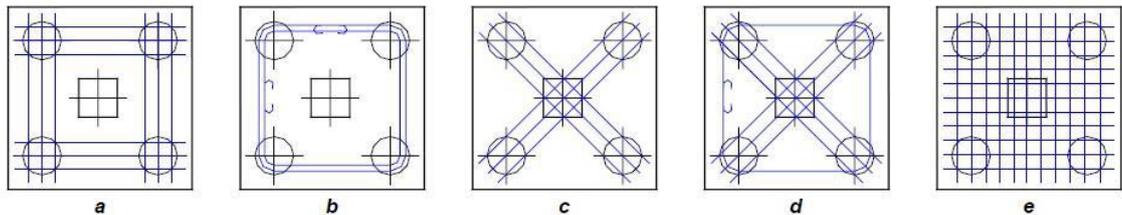
tração, objetivando a validação da teoria das bielas e tirantes foi realizada por Blévoet e Frémy em 1967 (MUNHOZ, 2004; LOPES, 2011).

Como o objetivo do trabalho é o estudo de blocos sobre quatro estacas, será dada ênfase a estes elementos estruturais. Com cinco tipos de arranjos de armadura possíveis, evidenciado na **Figura 20**. A quantidade de aço, em massa, para os arranjos é equivalente.

Temos os seguintes arranjos de armadura:

- a) Armadura segundo os lados do bloco;
- b) Armadura em laço contornando as estacas;
- c) Armadura segundo as diagonais;
- d) Combinação entre armaduras segundo as medianas e laços;
- e) Armadura em malha.

Figura 20 – Disposição de armaduras para blocos sobre quatro estacas ensaiadas por blévoet e Frémy.



Fonte: Munhoz (2004).

Os modelos a, b, c e d mostraram a mesma segurança contra a ruína. O modelo em malha “e” apresentou eficiência de 80%.

Os blocos com armadura nas diagonais “c” apresentaram grande número de fissuras para cargas de baixa intensidade, em especial nas faces laterais provavelmente ocasionadas pela falta de armadura nessa região.

Nos modelos “a” e “b”, as armaduras apresentaram uma necessidade de utilização de armadura de distribuição em malha, já que deram origem a fissuração excessiva na face interior, sendo que a maior parcela da força é resistida pela armadura posicionada segundo os lados.

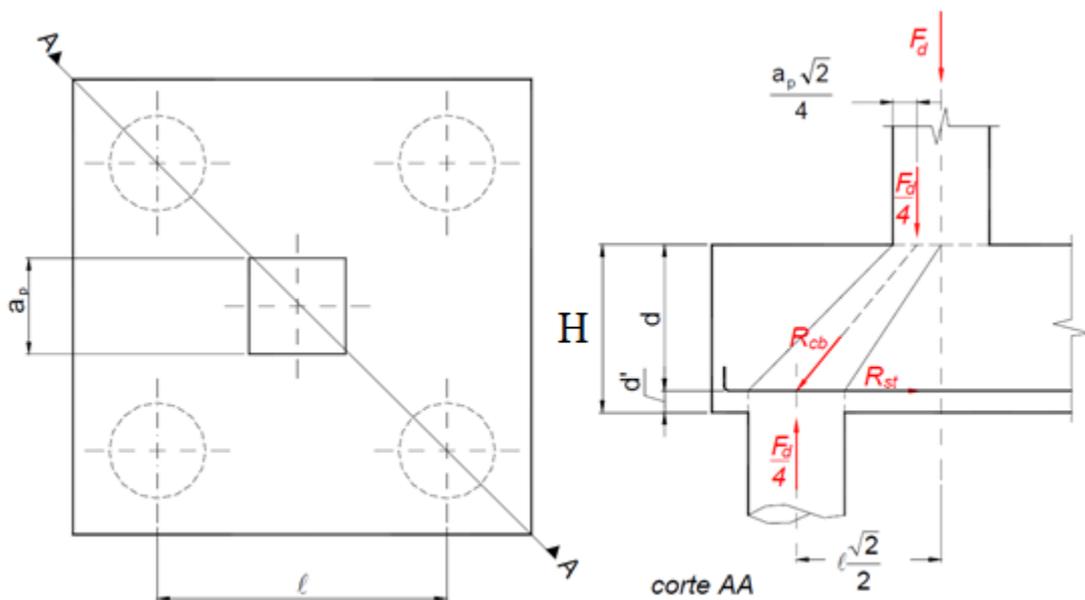
Nestes blocos foi observado ruínas pelo desenvolvimento da fissura saindo das estacas, sendo que nenhum caso apresentou ruína por punção. Chegou-se à conclusão que os resultados para tais blocos mostraram-se coerentes com os teóricos e que o intervalo de inclinação para as bielas deve estar no limite $45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$ (MUNHOZ, 2004).

O arranjo de armadura utilizado na pesquisa foi definido analisando os resultados e foi a do tipo segundo os lados, tipo “a” da **Figura 20**.

3.1.3 Bloco sobre quatro estacas

Segundo Munhoz (2004), a formulação de dimensionamento que é geralmente utilizada pelos projetistas de concreto armado, é uma adaptação do Método de Blévyot, que será apresentado a seguir. Para projetos de blocos sobre quatro estacas submetido a carga centrada, representa-se o esquema de equilíbrio de forças internas mostrado na **Figura 21**. Admitindo um pilar de seção quadrada com o centro de carga coincidente com o centro geométrico do bloco e das estacas. A força atuante no pilar é transmitida às estacas por quatro bielas comprimidas e inclinadas na diagonal, representadas pela F_{biela} , sendo que a treliça tem a barra tracionada localizada logo acima da cota de arrasamento das estacas, determinada pela força R_{st} .

Figura 21 – Modelo de Cálculo para blocos sobre quatro estacas.



Fonte: Munhoz (2004).

A rotina de cálculo quando se utiliza esse método segue o roteiro exposto a seguir, no qual deve-se determinar a força de tração nos tirantes e avaliar as tensões de compressão nas

bielas junto aos nós e fendilhamento. Assim, para blocos de fundação, esta verificação é feita na seção da biela junto ao pilar e junto à estaca.

a) Determinação da força de tração nas barras da armadura

Analisando o equilíbrio das forças de reação da estaca mais solicitada, força de compressão da biela e força de tração do tirante, é possível determinar, com base na **Figura 21**, um triângulo retângulo nas direções do segmento que une o centro do pilar com o centro da estaca, do eixo da estaca e do eixo das barras. Aplicando-se relações trigonométricas a este triângulo retângulo, obtém-se a **expressão (2)** (MUNHOZ, 2004):

$$tg\theta = \frac{d}{\frac{l\sqrt{2}}{2} - \frac{a_p\sqrt{2}}{4}} = \frac{\frac{F_d}{4}}{R_{st}} \quad (2)$$

Dessa maneira, o ângulo de inclinação da biela é dado pela **expressão (3)**:

$$\theta = arctg\left(\frac{\frac{F_d}{4}}{R_{st}}\right) \quad (3)$$

Portanto, a força no tirante pode ser obtida pela **expressão (4)** (MUNHOZ, 2004):

$$R_{st} = \frac{F_d\sqrt{2}(2l-a_p)}{16d} \quad (4)$$

b) Recomendações para altura útil do bloco

Munhoz (2004) segue as prescrições proposta por Blévoit. Nestas recomendações, os limites de angulação da inclinação entre o tirante e as bielas devem estar entre 45° e 55°. De acordo com Blévoit, utilizando esse intervalo para o ângulo de inclinação das bielas, os blocos apresentam o comportamento apropriado para a formulação sugerida. Para blocos sobre estacas nos quais os ângulos de inclinação estejam fora dos limites recomendados, não é possível

assegurar que o modelo apresentará comportamento de bloco descrito anteriormente, sendo necessária a adoção de outros critérios no desenvolvimento dos cálculos para a determinação da força no tirante.

É possível determinar o intervalo de variação para altura útil (d) do bloco pela expressão (5):

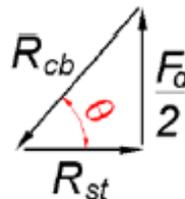
$$0,707 \left(l - \frac{a_p}{2} \right) \leq d \leq 1,00 \left(l - \frac{a_p}{2} \right) \quad (5)$$

c) Tensão de compressão nas bielas de concreto

Após analisar a altura útil do bloco (d), define-se a tensão de compressão nas bielas de concreto. Para evitar o esmagamento da biela diagonal, deve-se limitar as tensões de compressão atuantes.

Analisando o diagrama de forças da **Figura 22**, tem-se que (MUNHOZ, 2004):

Figura 22 – Diagrama de forças.



Fonte: Munhoz (2004).

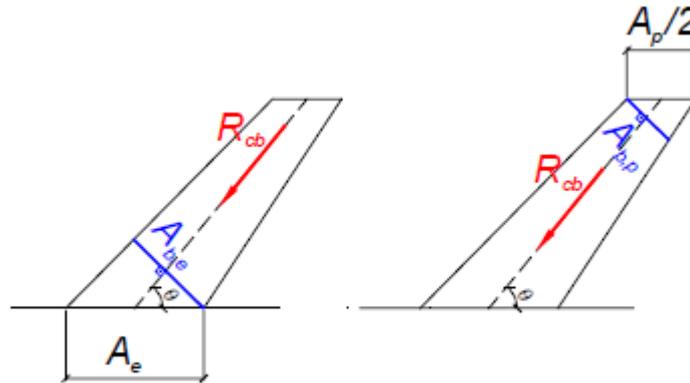
$$\text{sen}\theta = \frac{\frac{F_d}{2}}{R_{cb}} \quad (6)$$

E, portanto;

$$R_{cb} = \frac{F_d}{2\text{sen}\theta} \quad (7)$$

Para as áreas da seção transversal do pilar (A_p) e da biela na base do pilar ($A_{b,p}$) analisando a **Figura 23**, tem-se:

Figura 23 - Área de verificação das bielas, junto à estaca e junto ao pilar.



Fonte: Munhoz (2004).

$$A_{b,p} = \frac{1}{2} A_p \cdot \text{sen}\theta \quad (8)$$

A tensão normal na biela junto ao pilar é dada por:

$$\sigma_{cb,p} = \frac{R_{cb}}{A_{b,p}} = \frac{F_d}{A_p \cdot \text{sen}^2\theta} \quad (9)$$

Para a tensão de compressão nas bielas junto à estaca, temos:

$$\sigma_{cb,e} = \frac{F_d}{4 \cdot A_e \cdot \text{sen}^2\theta} \quad (10)$$

Na consideração da tensão limite na biela, tem que levar em conta a forma do bloco e o coeficiente α que é o coeficiente de ajuste entre os resultados numéricos e experimentais. O valor sugerido por Machado (1979) para blocos sobre quatro estacas é igual a 2,10.

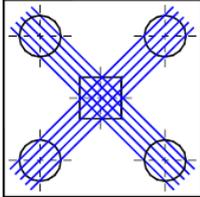
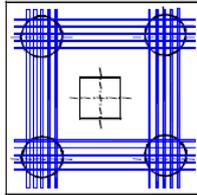
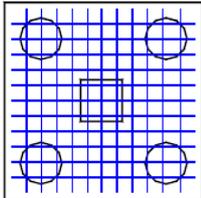
De acordo com Fusco (1994) para o cálculo da tensão limite é usado um coeficiente de modificação $K_{\text{mod}}=0,85$, que é o produto de três outros coeficientes que levam em conta o acréscimo de resistência do concreto após 28 dias de idade; a resistência medida em corpos-de-

prova cilíndricos de 15 cm x 30 cm em relação à resistência do concreto no elemento estrutural; e o efeito deletério da ação de longa duração (Efeito Rush).

$$\sigma_{cb,lim} = 0,85 \cdot \alpha \cdot f_{cd} \quad (11)$$

Os arranjos de armaduras são apresentados na **Tabela 6**. Neste trabalho utilizou-se a configuração da armadura segundo os lados.

Tabela 6 – Arranjo de armadura para blocos sobre quatro estacas.

Armadura	Configuração	Força R_{st}
1) Segundo as diagonais		$\frac{F_d \sqrt{2}(2\ell - a_p)}{16d}$
2) Segundo os lados		$\frac{F_d(2\ell - a_p)}{16d}$
3) Em malha		$\frac{F_d(2\ell - a_p)}{8d}$ em cada direção

Fonte: Munhoz (2004).

A armadura é calculada por meio da força de tração no tirante (R_{st}) considerando o escoamento do aço no estado limite último, ficando definida a **expressão (12)**:

$$A_{s,calc} = \frac{R_{st}}{f_{yd}} \quad (12)$$

Onde:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (13)$$

Sendo:

f_{yk} = resistência característica ao escoamento do aço;

γ_s = coeficiente de segurança do aço 1,15.

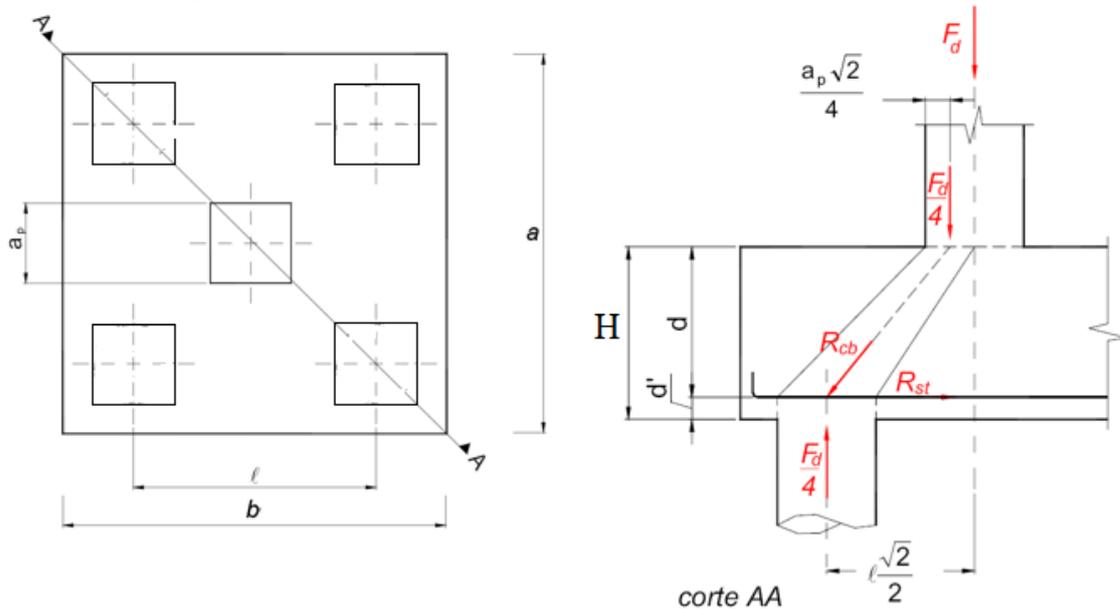
3.2 DIMENSIONAMENTO DO BLOCO SOBRE QUATRO ESTACAS UTILIZADO NA PESQUISA

Um bloco sobre quatro estacas (**Figura 24**), submetido à ação de força centrada, com pilar quadrado de seção 40 cm x 40 cm e estacas quadradas de seção 40 cm x 40 cm. Estas dimensões foram retiradas aleatoriamente do estudo de Munhoz (2004) e dimensionado segundo roteiro descrito anteriormente para se chegar na sua força última. Utilizou-se um concreto C20 para os blocos e aço CA-50.

No trabalho de MUNHOZ (2004), onde foi feita uma análise comparativa dos modelos de blocos sugeridos por BLÉVOT & FRÉMY (1967) e pelas normas estrangeiras CEB-FIP (1970) e EHE (2001), além dos resultados de uma análise numérica feita, o material foi tratado como elástico linear, ou seja, sem a consideração da perda de rigidez devido à fissuração. A autora constatou que o Método das Bielas, apesar de simples, é coerente para projeto de blocos sobre estacas. No entanto, a partir da trajetória de tensões foi possível propor um modelo mais refinado, capaz de captar as tensões de tração devido a expansão da biela.

Apesar de existirem vários métodos de cálculo para blocos sobre estacas, novas abordagens vêm sendo estudadas como a apresentada por Meléndez (2019). Esta descreve uma alternativa para a o cálculo de blocos sobre quatro estacas baseado em um modelo refinado de bielas e tirantes em 3-D, onde a inclinação do tirante é determinada pela maximização da resistência do bloco. Porém, preferiu-se utilizar modelos de cálculo baseados no método de Blévo por ser um método mais reconhecido. O objetivo principal deste cálculo preliminar foi determinar a carga de ruptura do modelo sem RAA, parâmetro que foi utilizado como referência para as respostas numéricas do *software*.

Figura 24 – Bloco sobre 4 estacas utilizado na pesquisa.



Fonte: Adaptado de Munhoz (2004).

Para o dimensionamento foi utilizado planilhas do *Software* Microsoft Excel com todo o roteiro de cálculo para um bloco de fundação sobre quatro estacas dimensionado de acordo com a metodologia de Blévoit onde se conseguiu chegar no carregamento de ruptura com maior eficiência.

Cálculos para força centrada de **472 tf (ou 4720 kN)** na cabeça do pilar:

Para a geometria do bloco, tem-se:

- a) Comprimento (a) = 190 cm
- b) Largura (b) = 190 cm
- c) Altura (H) = 80 cm

Para a geometria do pilar, tem-se:

- a) Comprimento (a_p) = 40 cm

- b) Largura (b_p) = 40 cm
- c) Largura predominante = 40 cm

Para a geometria das estacas, tem-se:

- a) Quadrada de lado = 40 cm
- b) Embutimento (d') = 10 cm
- c) Distância entre estacas (ℓ) = 120 cm
- d) Como $H \geq \frac{a-a_p}{3} = \frac{190-40}{3} = 50$, $80 \geq 50$, Bloco rígido

Cálculo auxiliar:

- a) Altura efetiva (d) = $H-d' = 80-10 = 70$ cm
- b) Área do pilar (A_p) = $a_p \times b_p \times 100 = 40 \times 40 \times 100 = 160000$ mm²
- c) Área da estaca (A_e) = $40 \times 40 \times 100 = 160000$ mm²
- d) θ (graus) = $\theta = \arctg \left(\frac{d}{\frac{l\sqrt{2}}{2} - \frac{a_p\sqrt{2}}{4}} \right) = \arctg \left(\frac{70}{\frac{120\sqrt{2}}{2} - \frac{40\sqrt{2}}{4}} \right) = 44,71^\circ$

- e) Fazendo $F_d = F_k = 472$ tf,

$$\text{tem-se: } R_{st} = \frac{F_d(2l-a_p)}{16d} = \frac{472(2 \times 120 - 40)}{16 \times 70} = 84,29 \text{ tf}$$

- f) Com $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$,

$$\text{sendo } f_{yk} = 500 \text{ MPa e } \gamma_s = 1, \text{ tem-se: } A_{s,calc} = \frac{R_{st}}{f_{yd}} = \frac{84,29}{5} = 16,86 \text{ cm}^2$$

- g) Armadura adotada 5 ϕ 22 mm
- h) Observação: Não são usados coeficientes de segurança porque a finalidade é a comparação dos resultados teóricos com os numéricos e nas informações numéricas não são utilizados estes coeficientes.

Verificação na Biela (Blévtot):

$$a) \sigma_{cb,e} = \frac{F_d}{4 \cdot A_e \cdot \sin^2 \theta} = \frac{472 \times 10000}{4 \cdot 160000 \cdot \sin^2 44,71} = 14,90 \text{ MPa}$$

$$< \sigma_{cb,e} \text{ lim} = \frac{f_{cd}}{\gamma_c} = \frac{20}{1} = 20 \text{ MPa},$$

$$\text{sendo } f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}, \gamma_c = 1, f_{ck} = 20 \text{ MPa} \text{ condição satisfeita!}$$

$$b) \sigma_{cb,p} = \frac{F_d}{A_p \cdot \sin^2 \theta} = \frac{472 \times 10000}{160000 \cdot \sin^2 44,71} = 41,93 \text{ MPa}$$

$$< \sigma_{cb,p} \text{ lim} = 0,85 \cdot \alpha \cdot f_{cd} = 2,10 \times 20 = 42 \text{ MPa},$$

$$\text{sendo } \alpha = 2,10 \text{ e desconsiderando o valor de } 0,85. \text{ condição satisfeita!}$$

Cálculos para força centrada de **473 tf (ou 4730 kN)** na cabeça do pilar:

Cálculo auxiliar:

a) Fazendo $F_d = F_k = 473 \text{ tf}$,

$$\text{tem-se: } R_{st} = \frac{F_d(2l - a_p)}{16d} = \frac{473(2 \times 120 - 40)}{16 \times 70} = 84,46 \text{ tf}$$

b) Com $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$,

sendo $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ e $\gamma_s = 1$,

$$\text{tem-se: } A_{s,calc} = \frac{R_{st}}{f_{yd}} = \frac{84,46}{5} = 16,89 \text{ cm}^2$$

Verificação na Biela (Blévtot):

$$a) \sigma_{cb,e} = \frac{F_d}{4 \cdot A_e \cdot \sin^2 \theta} = \frac{473 \times 10000}{4 \cdot 160000 \cdot \sin^2 44,71} = 14,93 \text{ MPa}$$

$$< \sigma_{cb,e} \text{ lim} = \frac{f_{cd}}{\gamma_c} = \frac{20}{1} = 20 \text{ MPa},$$

$$\text{sendo } f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}, \gamma_c = 1, f_{ck} = 20 \text{ MPa} \text{ condição satisfeita!}$$

$$b) \sigma_{cb,p} = \frac{F_d}{A_p \cdot \sin^2 \theta} = \frac{473 \times 10000}{160000 \cdot \sin^2 44,71} = 42,02 \text{ MPa}$$

$$< \sigma_{cb,p} \text{ lim} = \alpha \cdot f_{cd} = 2,10 \times 20 = 42 \text{ MPa},$$

sendo $\alpha = 2,10$ e desconsiderando o valor de 0,85. **Condição não satisfeita.**

Conclui-se que o carregamento de ruptura para o bloco de fundações com 4 estacas é de 472 tf, porque passa nas verificações da biela de compressão (Blévtot).

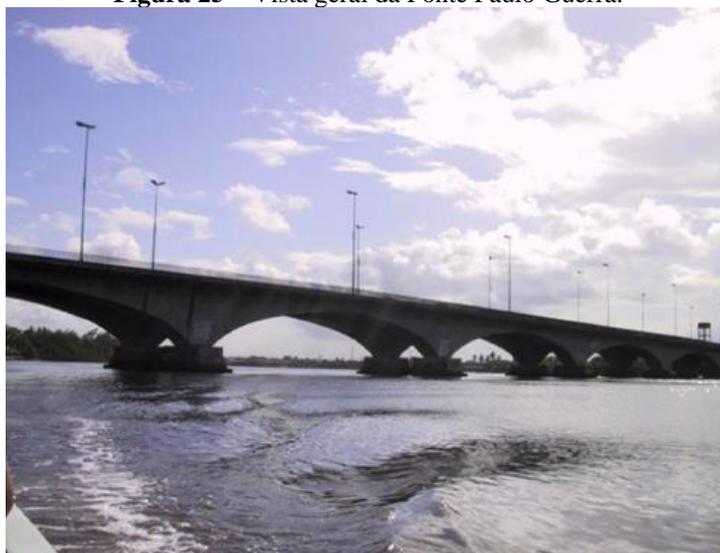
3.3 RAA EM BLOCOS DE FUNDAÇÃO

Em vários edifícios e em uma ponte situados na região metropolitana de Recife foram constatados quadros de fissuração em blocos de fundação típicos das manifestações de RAA. Na grande maioria dos casos, em mais de 30 obras, através de investigação, com a realização de diversos ensaios em testemunhos extraídos dos blocos, dentre eles, o de petrografia, foi diagnosticada a presença da reação álcali-agregado (ANDRADE et al., 2006).

Gomes (2008) em sua dissertação de mestrado cita exemplos de blocos de fundação que sofreram manifestações patológicas na região metropolitana de Recife e elencou os efeitos da reação nas estruturas.

O primeiro exemplo é de uma ponte situada no bairro de Boa Viagem, o mais populoso da cidade de Recife. A ponte Paulo Guerra (**Figura 25**) foi inaugurada no ano de 1979. Nos blocos de fundação de apoios das vigas principais foram encontradas patologias que precisavam de bastante atenção (**Figura 26**), fissuras principalmente.

Figura 25 – Vista geral da Ponte Paulo Guerra.



Fonte: Acervo da Construtora Concrepoxi (2008).

Gomes (2008) relata que o quadro fissuratório era variável bloco a bloco, mas em geral as fissuras tinham formato de “mapa”, ou “teia de aranha”, algumas com grandes aberturas. As fissuras ocorriam mais no bloco propriamente dito, mas apareciam também nos cálices e nas placas pré-moldadas que revestem os cálices em suas bases. Este formato da fissuração em peças de concreto é característico da ocorrência da reação álcali-agregado. Em alguns blocos as fissuras chegavam a aberturas de 5 mm e alcançavam grande profundidade.

Figura 26 – Vista do bloco de apoio da ponte.



Fonte: Relatório Tecomat (2008).

Para a determinação da ocorrência da reação álcali-agregado nos blocos de fundação da ponte foram realizados ensaios no laboratório da ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland, em São Paulo, SP, por meio de análise petrográfica. “Foi comprovada a ocorrência de reação álcali-agregado, do tipo álcali-silicato, tendo sido observadas macroscopicamente, várias características da reação, como material branco preenchendo poros e definindo bordas na interface, agregado-argamassa, posteriormente identificado no microscópio eletrônico de varredura como gel expansivo” (GOMES, 2008).

O segundo exemplo é de um edifício comercial em Recife, que foi construído na década de 1980. A fundação era composta por blocos em concreto armado sobre estacas tipo Franki. O problema que chamava mais atenção, segundo Ávila (2007 *apud* Gomes, 2008), era um vidro que estava flambando, no pavimento térreo da edificação, próximo ao pilar da estrutura.

Além dos problemas apresentados no edifício, a região tinha casos de quadro fissuratório em vários blocos de várias edificações. Então, se decidiu fazer vistoria nas

fundações, o que constatou um quadro fissuratório bastante grave, tanto pela quantidade de fissuras quanto pela magnitude das aberturas.

Para o diagnóstico do problema dos blocos de fundação foram extraídos testemunhos e realizados ensaios no laboratório da ABCP/SP, que confirmaram a presença da RAA.

De acordo com Gomes (2008), foi verificado o estado físico de cada bloco e os que deram maior preocupação foram os blocos com quatro estacas, que são blocos de apoio de pilares periféricos, ou seja, fora da projeção dos andares mais altos. A preocupação maior com estes blocos deve-se a que, por só contar com quatro estacas e pelo formato das fissuras, haver a hipótese das mesmas atingirem as bielas de compressão, sem a possibilidade de redistribuição de cargas para outras estacas, como no caso dos blocos com maior número de estacas.

3.4 MONITORAMENTO DAS FUNDAÇÕES

Depois da descoberta de casos de RAA em edifícios no Recife, a resistência do concreto foi elevada nos projetos, sendo aplicados f_{cks} de 40, 45 a até mesmo 50 MPa em blocos de fundação. O aumento do f_{ck} se deu devido a questão da durabilidade.

Mas como blocos de fundação, podem ser classificados como elementos massivos, deve-se ter cuidado com esta característica devido a dissipação de calor gerado pela hidratação do cimento. Maior o consumo de cimento maior será esse calor. Num elemento mássico quando se começa a aumentar o f_{ck} há o favorecimento do desenvolvimento da RAA e do mecanismo de expansão interna chamado de etringita tardia (*Delayed Etringita Formation – DEF*).

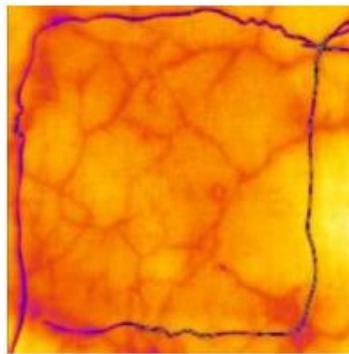
Nestes elementos deve ser realizado o monitoramento primeiramente em fase de projeto, estabelecendo um f_{ck} em consenso com o projetista em torno de 30 ou 35 MPa. Em seguida, é feito o acompanhamento técnico da produção do concreto para que se obtenha o f_{ck} desejado. Posteriormente, deve-se acompanhar a execução da fundação, monitorando as temperaturas controlando a dissipação de calor.

Na literatura encontram-se algumas técnicas usadas para monitoramento voltadas para à reação álcali-agregado. As mais interessantes são descritas a seguir:

3.4.1 Baseado em imagem

Em Kabir (2010) foi apresentada uma técnica de avaliação de dano com a utilização de imagens e uso de redes neurais artificiais para interpretação. Com a técnica e o uso de imagens termográficas geradas por uma câmera de infravermelho (**Figura 27**) foi possível uma precisão de 73,4 a 80,0% na identificação e quantificação de dano superficial, número e abertura de fissuras. Sendo possível usar os resultados para estimar a expansão do concreto.

Figura 27 – Imagem de concreto afetado por RAA gerada através de uma câmera de infravermelho.



Fonte: (KABIR, 2010).

3.4.2 Baseado em tomografia sísmica

Esta técnica permite o mapeamento de uma seção onde é possível a visualização em 2D. Funcionando como medição da velocidade de propagação de ondas de compressão no concreto, onde as ondas são produzidas por impacto.

3.4.3 Como acompanhamento das fissuras

Nesta técnica podem ser utilizados sensores para acompanhar o desenvolvimento das fissuras superficiais. Dentre as grandezas de interesse do sistema de monitoramento estão a taxa de expansão e a evolução desta com o tempo.

4 SIMULAÇÃO NUMÉRICA

É crescente o número de casos de estruturas de concreto armado afetadas pela RAA. Esta reação induz uma deterioração que impacta diretamente os requisitos mínimos exigidos pelas normas, relativos aos aspectos funcionais e operacionais, a perda de capacidade resistente e a durabilidade e seus planos de intervenção (PAPPALARDO JR et al., 2016).

Para a referida análise, foi considerada a não-linearidade física dos materiais, o que dificultou substancialmente a convergência para níveis elevados de carga. Assim, foram necessárias exaustivas análises até que o modelo apresentasse resultados satisfatórios.

4.1 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

O Método dos Elementos Finitos é um procedimento numérico para a análise de estruturas e meios contínuos, e é baseado no conceito de discretização. A ideia consiste em transformar um problema complexo na soma de diversos problemas simples. Sendo necessário buscar soluções locais, cujas propriedades garantam uma convergência para os problemas globais.

4.2 TIPOS DE ANÁLISES

A análise linear é a forma mais rápida e fácil de obtenção de forças e tensões resultantes numa estrutura submetida a um determinado carregamento é a execução da análise linear. O material é tratado como elástico e isotrópico, o que requer simplificações e suposições consideráveis. Em locais de carregamentos concentrados e suportes surgem picos de momento e de forças. No entanto, na realidade, como as fissuras no concreto estão num estágio muito avançado, estes valores nunca serão alcançados e ocorrerá uma distribuição das tensões ao longo da estrutura. Além disso, o reforço do aço deixará que as deformações plásticas ocorram com uma redistribuição ainda maior.

A análise de tensão não linear permite que os engenheiros analisem com eficiência as tensões e deformações em condições gerais. Ou seja, a análise não linear é uma simulação da resposta da estrutura submetida a um aumento de carga. O objetivo principal é estimar a carga máxima que a estrutura pode suportar antes de entrar em colapso. Análises incrementais simples

usando formulações não lineares são usadas para calcular a carga máxima. A análise é subdividida em incrementos e o equilíbrio é encontrado para cada incremento usando métodos de iteração. Portanto, fornecendo material real e resposta estrutural, os resultados são mais precisos. Como a redistribuição de tensões e o modo de falha podem ser considerados, a análise não linear será útil na compreensão do comportamento de uma estrutura. A consciência das limitações é necessária e é razoável validar o método de modelagem com os resultados de testes.

A análise não-linear apresenta muito mais desafios do que a solução de um sistema de equações no regime elástico linear, porque não há um procedimento único de solução que seja adequado para resolver todos os problemas não-lineares. Para a execução da análise elástica linear no *software* DIANA, o usuário geralmente pode confiar nos procedimentos de solução padrão. No entanto, para análise não linear, um procedimento de solução apropriado deve ser selecionado. Quando a definição do modelo não está correta ou os procedimentos da solução não são escolhidos corretamente, problemas de convergência podem surgir em análises não lineares. Além disso, os problemas de convergência podem ser levantados porque o método de solução iterativa é incapaz de encontrar uma solução para o problema não linear (PALACIO, 2013). Basicamente, problemas de convergência podem ocorrer devido a vários problemas, como:

- a) Seleção inadequada do método iterativo;
- b) Seleção inadequada de critérios de convergência;
- c) Seleção inadequada de etapas de carga;
- d) Propriedades erradas do material.

4.3 SOFTWARE UTILIZADO

O *software* DIANA *Displacement method ANalyzer*, utilizado na pesquisa, trata-se de um pacote computacional de elementos finitos, que tem como base o método dos deslocamentos.

O programa vem sendo desenvolvido desde 1972 por engenheiros da TNO *Building and Construction Research Company* (Holanda), é uma poderosa ferramenta na simulação do concreto, considerando efeitos complexos como fissuração, fluência, retração, cura, efeitos de temperatura e instabilidade, entre outros.

- Pré-processamento

O pré-processador do DIANA chama-se *iDiana (Interface Diana)*, onde é oferecida uma interface gráfica para a visualização do modelo contendo geometria, carregamentos, condições de contorno, propriedades físicas e mecânicas. Estes dados também podem ser executados através de um *script* fornecido pelo usuário, o que se torna uma ferramenta eficiente para a alteração do modelo através de linhas de comando. Nesta pesquisa foi elaborado um *script* dentro na planilha eletrônica EXCEL.

- Processamento

O processamento é feito através do processador DIANA, onde são escolhidos os parâmetros de processamento.

- Pós-processamento

Onde, se torna possível, através do pós-processador *iDiana*, a saída e visualização dos resultados.

4.3.1 Modelos Constitutivos

O concreto quando atinge certa intensidade de sollicitação ocorre uma redução na sua capacidade resistente e um acréscimo significativo de suas deformações. Esse comportamento se deve ao efeito denominado de “*strain softening*” que seria o amolecimento ou encruamento negativo do material, situação que ocorre tanto da tração como na compressão.

O DIANA utiliza parâmetros da mecânica da fratura para descrever este comportamento do concreto. Para estudar a fissuração do concreto o programa fornece modelos discretos com elementos de interface ou modelos de fissuras distribuídas com direções fixas ou rotacionais.

- O modelo de fissuras distribuídas (*Smearred Crack Model*).

Que mantém a continuidade do material sem alterar a malha do elemento original de elementos finitos em razão da propagação de fissuras. O material é tido como contínuo enquanto o carregamento se processa, no entanto, a rigidez é reduzida localmente (SILVA, 2013).

O modelo de fissuras distribuídas (*Smearred Crack Model*) trata o concreto como um material heterogêneo, que quando acompanhado por reforço, se torna capaz de formar múltiplas

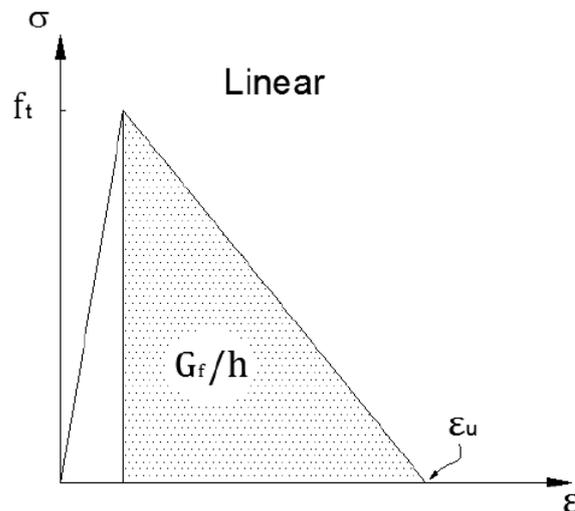
pequenas fissuras, as quais, em estágios de carga elevadas, se unirão e formarão uma ou mais fissuras principais (BORST et al., 2004).

- O modelo de fissuras discretas (*Discrete Crack Model*).

Este modelo busca representar a fissura por meio da geração de uma nova malha de elementos finitos a cada incremento de carregamento, representando a descontinuidade ocasionada pela fissura. Resumidamente, trata-se de um método no qual o material em um elemento passa a ter novas propriedades mecânicas, com menor rigidez, quando um critério de fissuração é atingido. Logo, nenhuma fissura física é introduzida no modelo, como acontece no modelo de fissuras discretas (SILVA, 2013).

O concreto armado apresenta uma redução da tensão de tração normal ao plano de fissura de forma progressiva com o aumento das deformações, devido ao enrijecimento à tração proporcionado pela aderência. A **Figura 28** apresenta o modelo de enrijecimento à tração do concreto, onde esta curva foi adotada como linear e o módulo de elasticidade igual ao módulo de elasticidade à compressão (SILVA, 2013).

Figura 28 – Modelo de enrijecimento à tração do concreto.



Fonte: (SILVA, 2013).

Na pesquisa foi utilizado o modelo de fissuras distribuídas por ser mais simples. Para este modelo são necessários os seguintes parâmetros: energia de fratura na tração G_f (energia necessária para a propagação de uma fissura de área unitária), energia de fratura na

compressão G_c , resistências à tração e compressão, fator de retenção ao cisalhamento β e o comprimento da banda de fissuras h .

Stoner (2015) estudou a abordagem da energia da fratura para definir o comportamento à tração do concreto em vigas sem estribos. Foram analisados valores fornecidos por equações para estimativa da energia de fratura, na ausência do ensaio, fornecidas por: Model Code 1990; Trunk and Wittmann 1998, fib Bulletin 42 2008 e o Model Code 2010 e chegou-se à conclusão que a energia de fratura calculada conforme o Model Code 1990 forneceu resultados mais consistentes e precisos para todas as vigas estudadas.

Então, nesta pesquisa foi utilizado o CEB-FIP Model Code 1990 (1993) para estimar a energia de fratura, a valor para G_f foi calculado pela **expressão 14**.

$$G_f = G_{F0} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{f_{cm0}} \right)^{0,7} [N \cdot mm/mm^2] \quad (14)$$

Sendo:

$$f_{cm0} = 10 \text{ MPa}$$

G_{F0} = valor básico da energia de fratura, depende do diâmetro do agregado (**Tabela 7**)

f_{ck} = resistência característica à compressão do concreto, em N/mm²

Tabela 7 - G_{F0} em função do diâmetro máximo do agregado

$d_{m\acute{a}x}(mm)$	$G_{F0}(N \cdot mm/mm^2)$
8	0,025
16	0,030
32	0,058

Fonte: adaptado de CEB-FIP Model Code 1990 (1993).

O comprimento da banda de fissuras h é um parâmetro utilizado para suprir a dependência da malha do modelo. O parâmetro pode ser fornecido pelo usuário ou calculado pelo programa em função do tipo de elemento utilizado. Para elementos finitos sólidos o parâmetro pode ser calculado a partir da raiz cúbica do volume do elemento:

$$h = \sqrt[3]{V_e} \quad (15)$$

Onde:

V_e = volume do elemento finito utilizado;

h = comprimento da banda de fissuras.

Pela área da curva tensão-deformação apresentada pelo DIANA, tem-se o comprimento da banda de fissura:

$$\frac{G_f}{h} = \frac{\varepsilon_u \cdot f_t}{2}$$

$$h = \frac{2 \cdot G_f}{\varepsilon_u \cdot f_t} \quad (16)$$

Onde f_t é a resistência à tração do concreto e ε_u é a deformação última do concreto à tração.

Conhecida a resistência à compressão do concreto pode-se calcular a resistência à tração e adotando $\varepsilon_u = 0,238\%$ (deformação a nível de escoamento de uma barra de aço CA-50, **expressão 17**), pode-se estimar um valor para a largura da banda de fissura (SILVA, 2013). Um valor único de 18,528 mm, equivalente a um concreto de 20 MPa, foi utilizado no modelo de referência e foi empregado na análise paramétrica para verificar se forneceria melhores resultados.

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \rightarrow \varepsilon = \frac{\sigma}{E} = \frac{500}{210000} = 0,00238 \quad (17)$$

O valor da energia de fratura à compressão G_c , encontra-se entre 10 e 25 N.mm/mm² que corresponde a um valor entre 50 e 100 vezes o G_f , de acordo com recomendações de Feenstra e Borst (1993).

A resistência característica à compressão do concreto f_{ck} foi considerada e a resistência à tração média do concreto foi calculada a partir da equação da ABNT NBR 6118 (2014):

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}, \text{ para concretos de classes até C50.} \quad (18)$$

Em virtude do efeito da fissuração, devido ao cisalhamento, pode ocorrer uma redução da rigidez transversal do material. O *software* trata essa redução através do *Shear Retention* (β).

O valor de β significa a parcela de tensões tangenciais que o concreto ainda pode resistir depois de fissurado, sendo assim, uma forma de consideração do atrito entre os agregados. Desta forma, β muito próximo de zero indica que havendo uma fissura, não ocorrerá mais a transferência de tensões tangenciais na região fissurada. Um valor de β próximo a unidade, indica que há transferência total de tensões tangenciais mesmo para um estado de fissuração do material avançado, comportamento diferente da realidade (OLIVEIRA, 2013).

O fator de retenção ao cisalhamento β (com $0,01 \leq \beta \leq 0,99$), permite reduzir o valor do módulo de elasticidade transversal do material, após iniciada a fissuração, esse parâmetro sofre maior influência em problemas cuja ruína ocorre por cisalhamento.

O *Software* DIANA dispõe de três modos de consideração deste efeito:

- Retenção completa: o módulo de elasticidade transversal não sofre redução;
- Retenção constante: o valor do parâmetro β é definido pelo usuário no intervalo entre 0 e 1;
- Retenção variável: o parâmetro β é calculado como uma função da fissuração do material **Equação 19**. Onde se verifica que aumentando o valor de β aumenta a rigidez transversal do material.

$$D_{secante}^{II} = \frac{\beta}{1-\beta} \cdot G \quad (19)$$

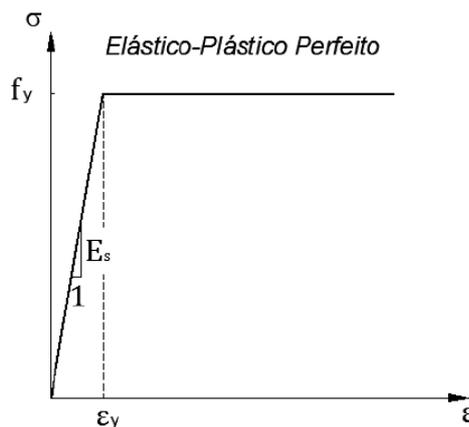
Na pesquisa se considerou uma retenção constante. Porém, o valor de β foi determinado depois de uma análise paramétrica. Souza (2004) adotou o valor de $\beta = 0,2$. Barros (2009) fez a análise com valores de $\beta = 0,01$ e $\beta = 0,99$ e concluiu que a resistência do bloco diminui consideravelmente para valores muito pequenos de β . De acordo com Barros (2013), em blocos de fundações rígidos, o efeito do cisalhamento tende a ser desconsiderado, pois até o modelo de biela e tirantes aplicado a blocos rígidos desconsidera o efeito do cisalhamento.

Oliveira (2013) adotou o valor de $\beta = 0,2$ e obteve resultados de resistência, por meio da modelagem numérica, semelhantes aos resultados obtidos pelos métodos analíticos estudados.

De acordo com Bedard apud Kotsovos & Pavlovic (1995), o parâmetro β (fator de retenção ao cisalhamento) parece influenciar decisivamente na análise não-linear dos casos com grande número de fissuras, as quais já se desenvolvem para estágios iniciais de carregamento.

Para o aço foi utilizado o critério de plastificação de *Von Mises*, onde o aço apresenta um comportamento elasto-plástico perfeito, com um trecho de deformações elásticas e um trecho de escoamento (**Figura 29**).

Figura 29 – Comportamento elasto-plástico.



Fonte: (SILVA, 2013).

4.3.2 Modelos Total Strain

O *software*, disponibiliza dois modelos *TOTAL STRAIN* que são capazes de descrever o comportamento do concreto sob tensões de compressão e de tração baseados na relação tensão-deformação: o *Total Strain Rotating Crack Model* (Modelo de fissuras rotacionais) e o *Total*

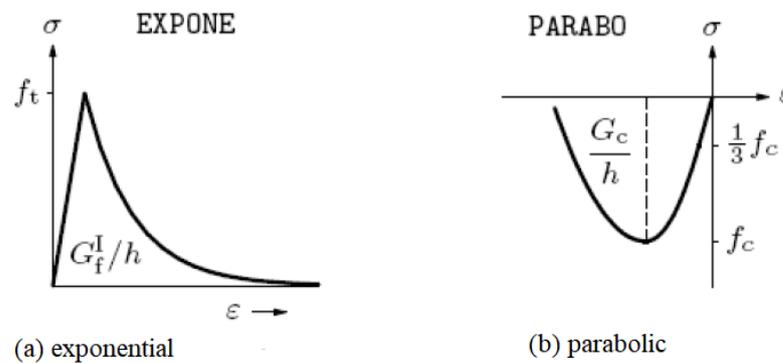
Strain Fixed Crack Model (Modelo de fissuras fixas). Estes modelos representam satisfatoriamente os estados limites último e de serviço de estruturas de concreto armado.

Para a pesquisa foi utilizado o *Total Strain Fixed Crack Model*, que mantém o ângulo da abertura da primeira fissura à medida que ela se propaga pelo concreto.

Os dados de entrada deste modelo são: módulo de elasticidade longitudinal do material, coeficiente de Poisson, resistência à tração e à compressão e as curvas do comportamento do concreto à tração e à compressão.

Para a pesquisa, foram utilizadas a curva exponencial para o comportamento do concreto a tração e a curva parabólica para o comportamento do concreto à compressão (**Figura 30**).

Figura 30 – Comportamento dos materiais (a) à tração (b) à compressão.



Fonte: Diana, (2005c).

Quando não forem feitos ensaios e não existirem dados mais precisos sobre o concreto na idade de 28 dias, pode estimar o módulo de elasticidade de acordo com a equação da ABNT NBR 6118 (2014):

$$E_{ci} = \alpha_E 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad \text{para } f_{ck} \text{ de 20 MPa a 50 MPa} \quad (20)$$

Onde:

$\alpha_E = 1,2$ para basalto e diabásio.

$\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaisse.

$\alpha_E = 0,9$ para calcário.

$\alpha_E = 0,7$ para arenito.

Onde:

E_{ci} = módulo de elasticidade tangente inicial.

E_{ci} e f_{ck} são dados em megapascal (MPa).

Na avaliação do comportamento de um elemento estrutural ou seção transversal pode ser adotado um módulo de elasticidade único, à tração e à compressão, igual ao módulo de elasticidade secante (E_{cs}).

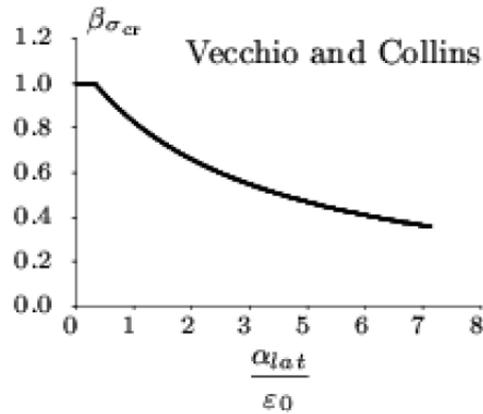
$$E_{cs} = \alpha_i E_{ci} \quad (21)$$

Sendo:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0$$

Em relação ao efeito lateral devido a fissuração e o confinamento do material pode ser considerado nos modelos *Total Strain*. Porém, não devem ser utilizados quando do uso do diagrama *multi-linear* para o comportamento do material à compressão. O *software* fornece as funções REDCRV e CNFCRV que são capazes de simular o comportamento da fissuração lateral e o confinamento do material, respectivamente.

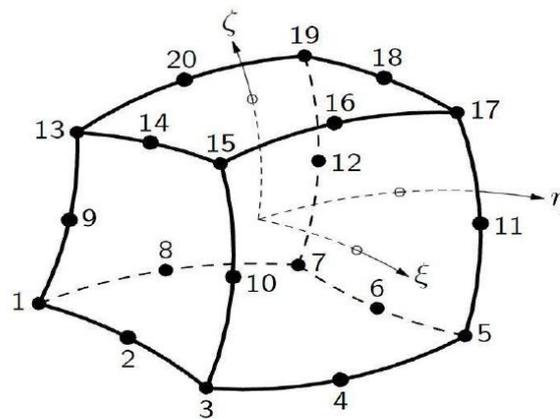
A função REDCRV permite que grandes deformações ocasionadas por tração perpendicular às direções principais de compressão, reduzam a resistência à compressão do material no concreto fissurado. Para isso, o software utiliza o modelo proposto por Vecchio e Collins, **Figura 31**. E o CNFCRV é usado para considerar o aumento da resistência à compressão do material em virtude do confinamento lateral.

Figura 31 – Fator de redução devido à fissuração lateral.

Fonte: (DIANA, 2005b).

4.3.3 Elementos Finitos Utilizados

Para a simulação numérica do concreto, utilizou-se um elemento sólido isoparamétrico com 20 nós e com interpolação quadrática para deslocamento, o HE20 CHX60 (**Figura 32**). Cada nó representa três graus de liberdade, sendo estes os deslocamentos nas direções x, y e z.

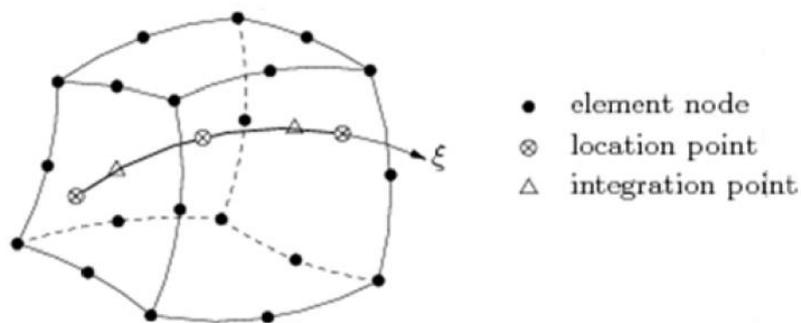
Figura 32 – Elemento HE20 CHX60 com o polinômio de deslocamentos.

$$\begin{aligned}
 u_i(\xi, \eta, \zeta) = & a_0 + a_1\xi + a_2\eta + a_3\zeta + a_4\xi\eta + a_5\eta\zeta \\
 & + a_6\xi\zeta + a_7\xi^2 + a_8\eta^2 + a_9\zeta^2 + a_{10}\xi\eta\zeta + a_{11}\xi^2\eta \\
 & + a_{12}\xi^2\zeta + a_{13}\xi\eta^2 + a_{14}\xi\zeta^2 + a_{15}\eta^2\zeta + a_{16}\eta\zeta^2 \\
 & + a_{17}\xi^2\eta\zeta + a_{18}\xi\eta^2\zeta + a_{19}\xi\eta\zeta^2
 \end{aligned}$$

Fonte: Diana (2005).

Para as armaduras foi utilizado um recurso do programa chamado *Embedded Reinforcement* (**Figura 33**) cuja finalidade é enrijecer os elementos finitos do modelo. Pelo embutimento deste recurso na malha de elementos finitos que representam o concreto, o *software* simula a presença da armadura naquela região específica. Este artifício não possui graus de liberdade próprios e, como padrão, apresenta deformações contabilizadas a partir do campo de deformações dos elementos em que se encontra inserido. Por isso, ele não pode ser considerado um elemento finito.

Figura 33 – Enrijecedor de elementos finitos chamado *Reinforcement*.



Fonte: Diana (2005).

O *Reinforcement* requer perfeita aderência entre armadura e concreto, apenas com a inclusão de elementos de interface é possível considerar que a aderência entre a armadura e o concreto não seja perfeita. Através do “*Embedded reinforcements*” pode-se incluir não-linearidades no comportamento das armaduras como plastificação e o encruamento do aço. Os *Embededs Reinforcements* favorecem a rapidez e simplificação da geração da rede de elementos finitos atribuindo praticidade à criação do modelo.

A inserção da armadura desta forma permite que as linhas que representam as armaduras desviem das linhas da malha de elementos finitos ao qual estão inseridas, o que permite a criação da malha sem a necessidade da antecipação da localização das barras.

4.3.4 Métodos de resolução de sistemas de equações não-lineares

A solução das equações de equilíbrio do sistema não-linear é obtida usando um método de solução iterativa incremental. Com referência aos métodos de solução iterativa, os seguintes estão disponíveis no DIANA:

- Newton-Raphson Regular (ou completo): a matriz de rigidez tangente é derivada em cada iteração.
- Newton-Raphson Modificado: a matriz de rigidez tangente é derivada no início de cada incremento de carga.
- Métodos secante (métodos quase-newton): a matriz de rigidez secante é derivada.
- Método de iteração de rigidez linear ou constante: a matriz elástica linear é usada.

Para o método de resolução de sistemas de equações não-lineares o DIANA trabalha com diversos métodos. Na pesquisa foi utilizado o de Newton-Raphson-Regular.

O Método de Newton-Raphson regular é baseado no equilíbrio de forças residuais não balanceadas aplicando o conceito de matriz de rigidez tangente. Ele busca calcular um incremento nos deslocamentos em cada etapa de carga, logo, para cada iteração é preciso atualizar a matriz de rigidez. Requer um número pequeno de iterações, porém se a estimativa inicial estiver longe da solução final o método pode falhar facilmente devido a divergência. A deficiência está em não permitir um comportamento global convergente e não conseguir superar pontos limites na curva carga-deslocamento. Para combater essa dificuldade faz-se o uso de técnicas incrementais, o método de procura de linhas (“*Line Search*”) e o método de comprimento de arco (“*Arc Length Control*”).

O “*Line Search*” acelera a convergência do processo iterativo através do cálculo de um multiplicador ótimo para o campo dos deslocamentos incrementais e é extremamente útil quando os processos ordinários de iteração não são suficientes. Já “*Arc Length Control*” resolve as deficiências do processo incremental e iterativo, possibilitando capturar o comportamento

pós-pico da estrutura, já que permite a introdução de incrementos decrescentes no processo iterativo.

Outro ponto importante é a escolha do critério de convergência. O DIANA fornece três opções: critério de convergência formulado em termos de deslocamentos, em termos de forças e em termos de energia. Dos três, o critério de energia seria o mais abrangente, pois leva em consideração o efeito das forças e dos deslocamentos simultaneamente. Observa-se que se faz necessário testar a sensibilidade dos problemas a uma tolerância (ou erro máximo cometido) estabelecida. Para problemas estruturais, geralmente, uma tolerância de 10^{-4} conduz a soluções confiáveis.

4.4 MODELOS ANALISADOS

Para a análise seguiram-se algumas etapas: definição das propriedades dos materiais, do tipo de elemento finito a se utilizar, da malha, das ações e condições de contorno.

Para a simulação numérica dos blocos de fundação foram utilizados modelos completos, ou seja, sem levar em conta os benefícios introduzidos pela simetria.

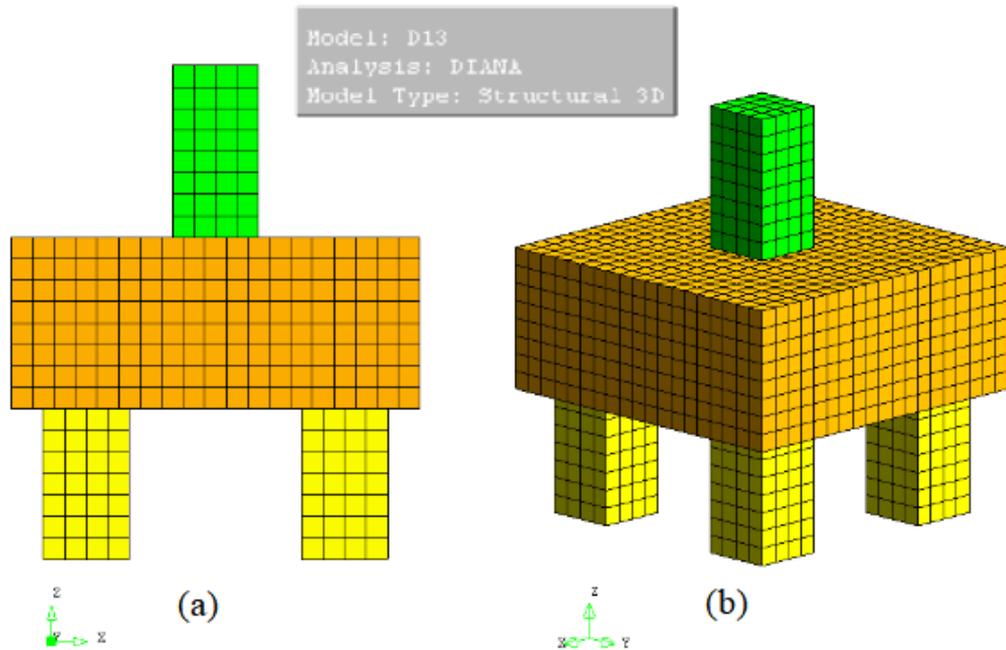
Nos modelos as estacas foram definidas retangulares para facilitar a construção da malha numérica. Os pilares e estacas foram modelados com a altura do bloco, procedimento este normalmente adotado em ensaios experimentais.

As propriedades dos materiais, considerando avaliação global dos modelos, foram adotadas conforme a ABNT NBR 6118 (2014) coeficiente de Poisson (ν) de 0,2 e módulo de elasticidade tangente do concreto conforme a **expressão 20**.

O programa DIANA possui uma vasta biblioteca de elementos finitos com a finalidade de fornecer ao usuário condições para resolver problemas diversos. Neste trabalho o elemento HE20 CHX60, mostrado na **Figura 32**, foi utilizado para discretizar o bloco, pilar e estacas.

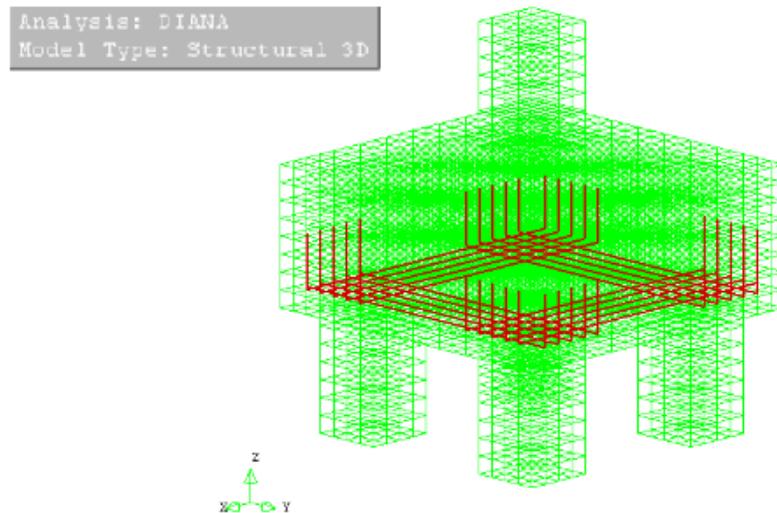
Para a malha de elementos finitos, optou-se por utilizar uma malha mapeada, sendo possível obter bons resultados sem a necessidade de um grau maior de discretização, o que não seria possível com a utilização de divisão da malha automaticamente. Todas as análises foram feitas com o tamanho das divisões das linhas, isto é, a distância entre os nós, de 50 mm. Para esta divisão foram gerados 17545 nós, 3984 elementos e tempo de processamento médio de 5 h 30 min. A **Figura 34** mostra os blocos modelados com a malha mapeada e na **Figura 35** são mostradas as armaduras dos blocos.

Figura 34 - Malha de elementos finitos. (a) visão frontal e (b) perspectiva.



Fonte: a autora.

Figura 35 – Armaduras dos blocos com quatro estacas.

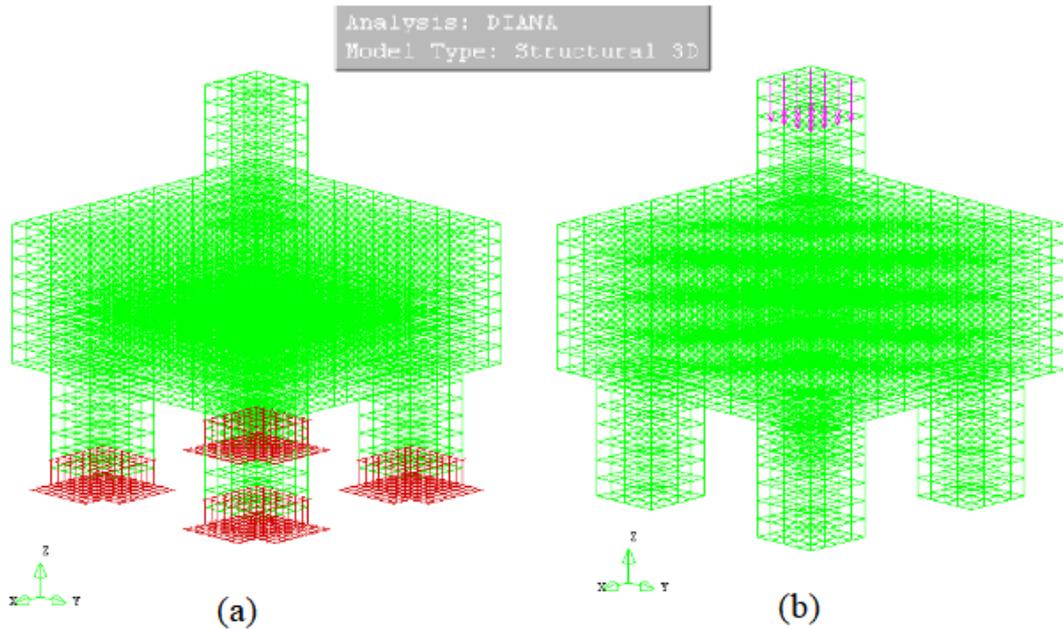


Fonte: a autora.

Para os blocos de fundação, foram definidas condições de contorno (**Figura 36a**) que restringiram todos os nós na face das estacas no plano xz, nas duas direções e na direção normal a este plano, ou seja, restringiram-se as três direções. A intenção de impedir a rotação dos modelos deve-se ao fato de querer estudar o comportamento do bloco, mantendo condições

coerentes às de um ensaio experimental. Para a condição de carregamento (**Figura 36b**), considerou-se a aplicação de ação em forma de pressão distribuída na área de seção transversal superior do pilar, com sentido negativo de z .

Figura 36 – (a) Condições de contorno nas estacas. (b) Ação aplicada na forma de pressão no pilar.



Fonte: a autora.

5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados dos modelos ensaiados em blocos de fundação sobre quatro estacas de concreto através da análise numérica. A metodologia utilizada consistiu na análise numérica composta de análise paramétrica para refinar o modelo e uma análise das reduções da resistência à compressão e a tração, e do módulo de elasticidade devido à RAA nos resultados de força última, abertura de fissuras e tensões máximas.

5.1 ANÁLISE PARAMÉTRICA

Com a finalidade de avaliar quais combinações de parâmetros levam os modelos a fornecer respostas mais aproximadas de resultados experimentais é necessário fazer uma análise paramétrica antes da análise numérica.

A geometria do modelo utilizado foi retirada aleatoriamente do estudo de Munhoz (2004) a qual não forneceu dados sobre a carga de ruptura. Nas seções anteriores desta pesquisa foi calculada a carga para o bloco sobre quatro estacas (472 tf), e com a análise paramétrica, verificou-se quais parâmetros forneciam respostas mais aproximadas ao valor teórico encontrado.

O pilar e as estacas foram modelados considerando um concreto C50 e o bloco com um concreto C20. Na **Tabela 8** estão descritas as propriedades físicas dos concretos dos pilares, das estacas e dos blocos.

Tabela 8 – Propriedades físicas dos concretos.

	Resistência à compressão f_{cm} (MPa)	Resistência à tração $f_{ct,m}$ (MPa)	Módulo de elasticidade E_{cs} (MPa)	Coefficiente de Poisson ν	Energia de fratura G_f (N.mm/mm ²)
Bloco	20	2,21	21287,37	0,2	0,048735
Pilar	50	-	33658,28	0,2	-
Estaca	50	-	33658,28	0,2	-

Fonte: a autora.

Para o aço das armaduras foi considerado um módulo de elasticidade de 210 GPa, coeficiente de Poisson 0,3 e resistência característica ao escoamento de 500 MPa (barras de $\varnothing 22$ mm).

Foi aplicada uma pressão de 1 MPa no topo do pilar. Logo, o programa faz um incremento no mesmo valor da pressão, enquanto permitido e o próprio programa corrige o valor do incremento, se necessário.

Adotou-se o método de Newton-Raphson Regular para resolução de sistemas de equações não-lineares, com critério de convergência em norma de energia. Utilizou-se modelo de fissuração distribuída com o uso do *fixed crack model* com número máximo de 50 iterações.

5.1.1 Análise paramétrica inicial

Para um estudo numérico em softwares baseado em Método dos Elementos Finitos alguns parâmetros podem influenciar decisivamente os resultados quando se faz uma análise não-linear. O objetivo foi obter um modelo que pudesse representar de forma adequada um bloco de fundação sobre quatro estacas deteriorado pela reação álcali-agregado (RAA).

Foi realizado um estudo paramétrico aumentar a abrangência da investigação sobre blocos de fundação sobre quatro estacas submetidos a ação da RAA. No entanto, um estudo paramétrico completo exigiria grande número de simulações numéricas, que implicaria um custo computacional enorme. Assim, o âmbito do estudo paramétrico foi limitado aos seguintes parâmetros:

- Influência do fator de retenção ao cisalhamento (β);
- Valor da energia de fratura à compressão (G_c);
- Comprimento da banda de fissuras (h).

O procedimento padrão adotado e as variações analisadas encontram-se descritas na **Tabela 9**.

Tabela 9 - Parâmetros avaliados na análise paramétrica.

Fator de retenção ao cisalhamento (β)	Fissuras	Padrão	Variações
		Fixas (Beta = 0,99)	Fixas (Beta = 0,01) Fixas (Beta = 0,2)
Critério de convergência	Tolerância	1%	10%
			0,1%
			0,01%
Energia de fratura	Na compressão (G_c)	Encontra-se no intervalo entre 10 e 25 N.mm/mm ²	50 x G_f
			100 x G_f
Comprimento da banda de fissura	h (mm)	0	Calculado de acordo com a formulação: $h = \frac{2 \cdot G_f}{\epsilon_u \cdot f_t}$

Fonte: a autora.

No estudo paramétrico foram analisados quarenta e oito modelos provenientes da variação dos dados da **Tabela 9** e apresentados na **Tabela 10**.

Observa-se que para valores de β igual a 0,2 e 0,99 os valores de força última foram maiores do que para o valor de β igual a 0,01. Em nenhum modelo com β igual a 0,01 a força última alcançou o valor igual ou superior da força teórica calculada (472 tf). Já nos modelos 25 e 29 que utilizam β igual a 0,2; e nos modelos 33, 37 e 38 que utilizam β igual a 0,99 alcançaram valores da força última superior a força teórica calculada (472 tf).

A variação da tolerância utilizada para o critério de convergência em energia foi estudada e considerou-se os valores de 0,1; 0,01; 0,001 e 0,0001.

Percebe-se que, para valores de tolerância entre 0,01 e 0,1 forneceram resultados para força última mais próximas ao valor teórico calculado. Nenhum modelo com valores de tolerância de 0,001 e 0,0001 alcançaram valores próximos a força última teórica calculada. Nota-se também que com a diminuição do valor da tolerância os valores da força última também diminuía.

Observou-se que o valor da energia de fratura à compressão não tem muita influência na força última dos modelos estudados.

A influência do comprimento da banda de fissura (h) que se calculado pelo programa em função do tipo de elemento utilizado onde se coloca o valor de h igual a zero e o programa faz o cálculo. Ou o valor do parâmetro pode ser fornecido pelo usuário e calculado conforme a **expressão 16** chegando-se a um valor único de 18,528 mm, equivalente a um concreto de 20 MPa.

Percebe-se que para os modelos que utilizaram o valor calculado e fornecido pelo usuário forneceram valores de força última mais altas e mais próximas do valor teórico calculado.

Tabela 10 – Força última para os modelos analisados de acordo com a variação dos parâmetros da análise paramétrica.

Modelos (blocos sobre quatro estacas)	Comprimento da banda de fissuras h (mm)	Fator de retenção ao cisalhamento (β)	Energia de fratura na compressão (G_c)	Tolerância do critério de convergência	Força última (tf)
1	0	0,99	50G _f	0,1	280
2	0	0,99	50G _f	0,01	238,4
3	0	0,99	50G _f	0,001	214,4
4	0	0,99	50G _f	0,0001	206,4
5	0	0,99	100G _f	0,1	280
6	0	0,99	100G _f	0,01	238,4
7	0	0,99	100G _f	0,001	214,4
8	0	0,99	100G _f	0,0001	206,4
9	0	0,01	50G _f	0,1	320
10	0	0,01	50G _f	0,01	283,4
11	0	0,01	50G _f	0,001	208
12	0	0,01	50G _f	0,0001	195,2
13	0	0,01	100G _f	0,1	280
14	0	0,01	100G _f	0,01	238,4
15	0	0,01	100G _f	0,001	208
16	0	0,01	100G _f	0,0001	195,2
17	0	0,2	50G _f	0,1	280
18	0	0,2	50G _f	0,01	238,4
19	0	0,2	50G _f	0,001	208
20	0	0,2	50G _f	0,0001	206,4
21	0	0,2	100G _f	0,1	280
22	0	0,2	100G _f	0,01	238,4
23	0	0,2	100G _f	0,001	208
24	0	0,2	100G _f	0,0001	206,4
25	18,52764	0,2	50G _f	0,1	476,8
26	18,52764	0,2	50G _f	0,01	371,2
27	18,52764	0,2	50G _f	0,001	355,2
28	18,52764	0,2	50G _f	0,0001	323,2
29	18,52764	0,2	100G _f	0,1	508,8
30	18,52764	0,2	100G _f	0,01	371,2
31	18,52764	0,2	100G _f	0,001	355,2
32	18,52764	0,2	100G _f	0,0001	323,2
33	18,52764	0,99	50G _f	0,1	481,6
34	18,52764	0,99	50G _f	0,01	468,8
35	18,52764	0,99	50G _f	0,001	390,4
36	18,52764	0,99	50G _f	0,0001	369,6
37	18,52764	0,99	100G _f	0,1	521,6
38	18,52764	0,99	100G _f	0,01	500,8
39	18,52764	0,99	100G _f	0,001	403,2
40	18,52764	0,99	100G _f	0,0001	385,6
41	18,52764	0,01	50G _f	0,1	430,4
42	18,52764	0,01	50G _f	0,01	356,8
43	18,52764	0,01	50G _f	0,001	392
44	18,52764	0,01	50G _f	0,0001	254,4
45	18,52764	0,01	100G _f	0,1	430,4
46	18,52764	0,01	100G _f	0,01	356,8
47	18,52764	0,01	100G _f	0,001	416
48	18,52764	0,01	100G _f	0,0001	254,4

Fonte: a autora.

Então, depois da análise da influência dos parâmetros na resposta numérica dos modelos mostrados na **Tabela 10**, e considerando somente o parâmetro da força última teórica como comparativo, os modelos que mais se aproximaram da força última teórica calculada encontram-se na **Tabela 11** a seguir.

Tabela 11 – Modelos que mais se aproximaram da força última teórica.

Modelos (blocos sobre quatro estacas)	Comprimento da banda de fissuras h (mm)	Fator de retenção ao cisalhamento (β)	Energia de fratura na compressão (G_c)	Tolerância do critério de convergência	Força última (tf)
25	18,52764	0,2	50G _f	0,1	476,8
29	18,52764	0,2	100G _f	0,1	508,8
33	18,52764	0,99	50G _f	0,1	481,6
37	18,52764	0,99	100G _f	0,1	521,6
38	18,52764	0,99	100G _f	0,01	500,8

Fonte: a autora.

A partir dos resultados obtidos na análise paramétrica inicial (**Tabela 9 e Tabela 10**) poderia se definir a combinação de parâmetros que representou o comportamento do bloco sobre quatro estacas de forma mais adequada. Porém, dos cinco modelos apresentados na **Tabela 11** os parâmetros fator de retenção ao cisalhamento, energia de fratura na compressão e tolerância do critério de convergência, continuaram variando. Então, resolveu-se refinar o estudo paramétrico e estudar os cinco modelos variando as perdas nas propriedades mecânicas (módulo de elasticidade, resistência à compressão e resistência à tração) de acordo com o estudo de Sanchez et al. (2017) apresentado nas **Figuras 13, 14 e 15** e na **Tabela 3**. e a partir dos resultados apresentados escolher o que representassem melhor tais reduções.

5.1.2 Refinamento dos modelos através das reduções das propriedades mecânicas do concreto devido à RAA

Primeiramente, na literatura, através de dados experimentais, mostram que existe a redução das propriedades mecânicas do concreto afetados pela RAA em comparação com o concreto sadio. Existem duas opções para lidar com as mudanças nas propriedades mecânicas, relatadas como influenciadas pelo tipo de agregado reativo, pelas condições ambientais e pelo estado de tensão. Uma alternativa consiste em usar diretamente o valor das propriedades do material testado na análise. A outra opção avalia as tensões de compressão e tração, e o módulo de elasticidade, em função da expansão livre baseada em equações constitutivas. Ambas as

opções desconsideraram a natureza direcional da degradação nas propriedades mecânicas causadas pelo nível de tensão. A primeira abordagem foi adotada na pesquisa e implementada no programa de análise.

Foram aplicadas as reduções estabelecidas no estudo de Sanchez et al. (2017), descritas na **Tabela 12**, com a finalidade de estudar os deslocamentos máximos, tensões máximas, fissuras máximas, força última e distribuição da fissuração ao longo destas reduções.

Apesar da análise das reduções das propriedades mecânicas em função da expansão devido à RAA ser complicada e existir muitos resultados contraditórios na literatura, a escolha pelos parâmetros estudados por Sanchez et al. (2017) foi devido, dentre os autores que relacionaram a degradação das propriedades mecânicas do concreto com a expansão devido à RAA, item 2.10 desta pesquisa, ser a pesquisa experimental que forneceu parâmetros mais completos sobre o assunto.

Tabela 12 – Taxas de reduções nas propriedades mecânicas do concreto submetido à RAA de acordo com o nível de expansão.

Referência do nível de expansão (%)	Valores mínimos			Valores médios			Valores máximos		
	Redução pela RAA			Redução pela RAA			Redução pela RAA		
	Módulo de elasticidade (%)	Resistência à compressão (%)	Resistência à tração (%)	Módulo de elasticidade (%)	Resistência à compressão (%)	Resistência à tração (%)	Módulo de elasticidade (%)	Resistência à compressão (%)	Resistência à tração (%)
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,05	5	0	15	21	8	38	37	15	60
0,12	20	5	40	35	13	53	50	20	65
0,2	35	13	45	48	19	58	60	25	70
0,3	40	20	50	54	28	63	67	35	75

Fonte: Adaptado de Sanchez et al. (2017).

Os modelos apresentados na **Tabela 11** (25, 29, 33, 37 e 38) foram chamados de modelos de referência e a partir deles foram criados doze modelos de cada (**Tabelas 13 a 17**) aplicando as taxas de redução das propriedades mecânicas descritas na **Tabela 12**.

Os valores do comprimento da banda de fissura (h), de acordo com as **expressões 14 e 16**, depende dos seguintes valores: energia de fratura (G_f) que, por sua vez, depende da resistência média do concreto à compressão (f_{cm}); e da resistência característica à tração do concreto. Como os valores das resistências modificam com as reduções das taxas das propriedades mecânicas devido à RAA, os valores do comprimento da banda de fissura também sofrerão alterações.

Tabela 13 – Dados de entrada dos modelos 25.

Modelos (blocos sobre quatro estacas)	Módulo de elasticidades (MPa)	Resistência à compressão (MPa)	Resistência à tração (MPa)	Nível de expansão (%)	Comprimento da banda de fissuras h (mm)	Fator de retenção ao cisalhamento (β)	Energia de fratura na compressão (G _c)	Tolerância do critério de convergência
25	21287,37	20	2,21	0	18,52764	0,2	50G _f	0,1
Valores mínimos da redução das propriedades mecânicas devidos à RAA								
25.1	20223,00	20	1,88	0,05	21,79772	0,2	50G _f	0,1
25.2	16598,69	19	1,28	0,12	30,82667	0,2	50G _f	0,1
25.3	12906,09	17,4	1,11	0,2e	33,53064	0,2	50G _f	0,1
25.4	11424,00	16	0,95	0,3	36,78072	0,2	50G _f	0,1
Valores médios da redução das propriedades mecânicas devidos à RAA								
25.5	16130,32	18,4	1,29	0,05	29,80036	0,2	50G _f	0,1
25.6	12906,09	17,4	0,95	0,12	39,23798	0,2	50G _f	0,1
25.7	9962,49	16,2	0,81	0,2	43,80475	0,2	50G _f	0,1
25.8	8308,95	14,4	0,66	0,3	49,52947	0,2	50G _f	0,1
Valores máximos da redução das propriedades mecânicas devidos à RAA								
25.9	12364,37	17	0,79	0,05	46,06882	0,2	50G _f	0,1
25.10	9520,00	16	0,67	0,12	52,54389	0,2	50G _f	0,1
25.11	7374,16	15	0,55	0,2	61,16945	0,2	50G _f	0,1
25.12	5663,60	13	0,41	0,3	73,05412	0,2	50G _f	0,1

Fonte: a autora.

Tabela 14 – Dados de entrada dos modelos 29.

Modelos (blocos sobre quatro estacas)	Módulo de elasticidades (MPa)	Resistência à compressão (MPa)	Resistência à tração (MPa)	Nível de expansão (%)	Comprimento da banda de fissuras h (mm)	Fator de retenção ao cisalhamento (β)	Energia de fratura na compressão (G _c)	Tolerância do critério de convergência
29	21287,37	20	2,21	0	18,52764	0,2	100G _f	0,1
Valores mínimos da redução das propriedades mecânicas devidos à RAA								
29.1	20223,00	20	1,88	0,05	21,79772	0,2	100G _f	0,1
29.2	16598,69	19	1,28	0,12	30,82667	0,2	100G _f	0,1
29.3	12906,09	17,4	1,11	0,2	33,53064	0,2	100G _f	0,1
29.4	11424,00	16	0,95	0,3	36,78072	0,2	100G _f	0,1
Valores médios da redução das propriedades mecânicas devidos à RAA								
29.5	16130,32	18,4	1,29	0,05	29,80036	0,2	100G _f	0,1
29.6	12906,09	17,4	0,95	0,12	39,23798	0,2	100G _f	0,1
29.7	9962,49	16,2	0,81	0,2	43,80475	0,2	100G _f	0,1
29.8	8308,95	14,4	0,66	0,3	49,52947	0,2	100G _f	0,1
Valores máximos da redução das propriedades mecânicas devidos à RAA								
29.9	12364,37	17	0,79	0,05	46,06882	0,2	100G _f	0,1
29.10	9520,00	16	0,67	0,12	52,54389	0,2	100G _f	0,1
29.11	7374,16	15	0,55	0,2	61,16945	0,2	100G _f	0,1
29.12	5663,60	13	0,41	0,3	73,05412	0,2	100G _f	0,1

Fonte: a autora.

Tabela 15 – Dados de entrada dos modelos 33.

Modelos (blocos sobre quatro estacas)	Módulo de elasticidades (MPa)	Resistência à compressão (MPa)	Resistência à tração (MPa)	Nível de expansão (%)	Comprimento da banda de fissuras h (mm)	Fator de retenção ao cisalhamento (β)	Energia de fratura na compressão (G _c)	Tolerância do critério de convergência
33	21287,37	20	2,21	0	18,52764	0,99	50G _f	0,1
Valores mínimos da redução das propriedades mecânicas devidos à RAA								
33.1	20223,00	20	1,88	0,05	21,79772	0,99	50G _f	0,1
33.2	16598,69	19	1,28	0,12	30,82667	0,99	50G _f	0,1
33.3	12906,09	17,4	1,11	0,2	33,53064	0,99	50G _f	0,1
33.4	11424,00	16	0,95	0,3	36,78072	0,99	50G _f	0,1
Valores médios da redução das propriedades mecânicas devidos à RAA								
33.5	16130,32	18,4	1,29	0,05	29,80036	0,99	50G _f	0,1
33.6	12906,09	17,4	0,95	0,12	39,23798	0,99	50G _f	0,1
33.7	9962,49	16,2	0,81	0,2	43,80475	0,99	50G _f	0,1
33.8	8308,95	14,4	0,66	0,3	49,52947	0,99	50G _f	0,1
Valores máximos da redução das propriedades mecânicas devidos à RAA								
33..9	12364,37	17	0,79	0,05	46,06882	0,99	50G _f	0,1
33.10	9520,00	16	0,67	0,12	52,54389	0,99	50G _f	0,1
33.11	7374,16	15	0,55	0,2	61,16945	0,99	50G _f	0,1
33.12	5663,60	13	0,41	0,3	73,05412	0,99	50G _f	0,1

Fonte: a autora.

Tabela 16 – Dados de entrada dos modelos 37.

Modelos (blocos sobre quatro estacas)	Módulo de elasticidades (MPa)	Resistência à compressão (MPa)	Resistência à tração (MPa)	Nível de expansão (%)	Comprimento da banda de fissuras h (mm)	Fator de retenção ao cisalhamento (β)	Energia de fratura na compressão (G _c)	Tolerância do critério de convergência
37	21287,37	20	2,21	0	18,52764	0,99	100G _f	0,1
Valores mínimos da redução das propriedades mecânicas devidos à RAA								
37.1	20223,00	20	1,88	0,05	21,79772	0,99	100G _f	0,1
37.2	16598,69	19	1,28	0,12	30,82667	0,99	100G _f	0,1
37.3	12906,09	17,4	1,11	0,2	33,53064	0,99	100G _f	0,1
37.4	11424,00	16	0,95	0,3	36,78072	0,99	100G _f	0,1
Valores médios da redução das propriedades mecânicas devidos à RAA								
37.5	16130,32	18,4	1,29	0,05	29,80036	0,99	100G _f	0,1
37.6	12906,09	17,4	0,95	0,12	39,23798	0,99	100G _f	0,1
37.7	9962,49	16,2	0,81	0,2	43,80475	0,99	100G _f	0,1
37.8	8308,95	14,4	0,66	0,3	49,52947	0,99	100G _f	0,1
Valores máximos da redução das propriedades mecânicas devidos à RAA								
37..9	12364,37	17	0,79	0,05	46,06882	0,99	100G _f	0,1
37.10	9520,00	16	0,67	0,12	52,54389	0,99	100G _f	0,1
37.11	7374,16	15	0,55	0,2	61,16945	0,99	100G _f	0,1
37.12	5663,60	13	0,41	0,3	73,05412	0,99	100G _f	0,1

Fonte: a autora.

Tabela 17 – Dados de entrada dos modelos 38.

Modelos (blocos sobre quatro estacas)	Módulo de elasticidades (MPa)	Resistência à compressão (MPa)	Resistência à tração (MPa)	Nível de expansão (%)	Comprimento da banda de fissuras h (mm)	Fator de retenção ao cisalhamento (β)	Energia de fratura na compressão (G_c)	Tolerância do critério de convergência
38	21287,37	20	2,21	0	18,52764	0,99	100G _f	0,01
Valores mínimos da redução das propriedades mecânicas devidos à RAA								
38.1	20223,00	20	1,88	0,05	21,79772	0,99	100G _f	0,01
38.2	16598,69	19	1,28	0,12	30,82667	0,99	100G _f	0,01
38.3	12906,09	17,4	1,11	0,2	33,53064	0,99	100G _f	0,01
38.4	11424,00	16	0,95	0,3	36,78072	0,99	100G _f	0,01
Valores médios da redução das propriedades mecânicas devidos à RAA								
38.5	16130,32	18,4	1,29	0,05	29,80036	0,99	100G _f	0,01
38.6	12906,09	17,4	0,95	0,12	39,23798	0,99	100G _f	0,01
38.7	9962,49	16,2	0,81	0,2	43,80475	0,99	100G _f	0,01
38.8	8308,95	14,4	0,66	0,3	49,52947	0,99	100G _f	0,01
Valores máximos da redução das propriedades mecânicas devidos à RAA								
38..9	12364,37	17	0,79	0,05	46,06882	0,99	100G _f	0,01
38.10	9520,00	16	0,67	0,12	52,54389	0,99	100G _f	0,01
38.11	7374,16	15	0,55	0,2	61,16945	0,99	100G _f	0,01
38.12	5663,60	13	0,41	0,3	73,05412	0,99	100G _f	0,01

Fonte: a autora.

Como dados de saída desses modelos foram obtidos os resultados de força última, deslocamento máximo, tensões de compressão e de tração máximas no concreto, e tensão de tração máxima na armadura, resultados apresentados nas **Tabelas 18 a 22**. O resultado esperado ao se reduzir valores de resistência à compressão e a tração, e reduzir o módulo de elasticidade, é que haja um decréscimo no valor da força última e nos valores de tensão de compressão e de tração máximas. Ao contrário do deslocamento máximo que deve aumentar com a redução das propriedades mecânicas do concreto. Os dados das tensões de tração máxima na armadura foram retirados com o intuito de verificar se o modelo não teria rompido neste ponto.

Portanto, somente os modelos 37 apresentaram os resultados desejados descritos anteriormente. Nenhum modelo apresentou tensão de escoamento superior ao valor de 380 MPa indicando que não houve escoamento das barras da armadura.

Tabela 18 – Dados de saída dos modelos 25.

Modelos (blocos sobre quatro estacas)	Força última (tf)	Deslocamento (mm)	Tensão de compressão máxima no concreto (MPa)	Tensão de tração máxima no concreto (MPa)	Tensão de tração máxima na armadura (MPa)
25	476,8	1,59	39,1	13,6	130
Valores mínimos da redução das propriedades mecânicas devidos à RAA					
25.1	457,6	1,53	37,6	14,1	131
25.2	385,6	1,29	30,6	11,6	115
25.3	339,2	1,26	28,4	9,18	96,7
25.4	296	1,06	25	7,73	72,9
Valores médios da redução das propriedades mecânicas devidos à RAA					
25.5	388,8	1,54	32,2	14,8	121
25.6	292,8	0,909	25,3	7,48	71,8
25.7	254,4	0,927	22,8	6,61	62
25.8	211,2	0,824	19,1	5,41	42,6
Valores máximos da redução das propriedades mecânicas devidos à RAA					
25.9	299,2	2,22	29,4	15,7	134
25.10	273,6	2,45	26	15,1	132
25.11	187,2	0,824	18,6	4,98	44,6
25.12	225,6	3,29	20,8	11,4	123

Fonte: a autora.

Tabela 19 – Dados de saída dos modelos 29.

Modelos (blocos sobre quatro estacas)	Força última (tf)	Deslocamento (mm)	Tensão de compressão máxima no concreto (MPa)	Tensão de tração máxima no concreto (MPa)	Tensão de tração máxima na armadura (MPa)
29	508,8	2,24	40	15,4	167
Valores mínimos da redução das propriedades mecânicas devidos à RAA					
29.1	489,6	2,14	40,5	14,4	166
29.2	388,8	1,19	29,3	10,4	115
29.3	334,4	1,11	26	8,83	87,8
29.4	296	1,04	23,5	7,83	73
Valores médios da redução das propriedades mecânicas devidos à RAA					
29.5	396,8	1,44	29,5	11,2	130
29.6	292,8	0,900	24,6	7,53	71,8
29.7	254,4	0,923	22,4	6,62	62
29.8	211,2	0,823	19	5,41	42,6
Valores máximos da redução das propriedades mecânicas devidos à RAA					
29.9	336	2,71	34	16,4	160
29.10	305,6	2,97	29,9	15,4	153
29.11	187,2	0,824	18,6	4,98	44,6
29.12	232	3,40	21,2	12,2	128

Fonte: a autora.

Tabela 20 – Dados de saída dos modelos 33.

Modelos (blocos sobre quatro estacas)	Força última (tf)	Deslocamento (mm)	Tensão de compressão máxima no concreto (MPa)	Tensão de tração máxima no concreto (MPa)	Tensão de tração máxima na armadura (MPa)
33	481,6	1,42	36,4	16,3	120
Valores mínimos da redução das propriedades mecânicas devidos à RAA					
33.1	464	1,38	35	17	117
33.2	401,6	1,56	32,8	19,3	115
33.3	360	1,71	28,8	18,4	113
33.4	324,8	1,88	27,7	17,4	114
Valores médios da redução das propriedades mecânicas devidos à RAA					
33.5	396,8	1,53	31,5	18,5	110
33.6	312	0,973	26,2	8,06	72,1
33.7	308,8	2,01	24,4	19,6	124
33.8	272	2,05	20,7	17,5	119
Valores máximos da redução das propriedades mecânicas devidos à RAA					
33.9	326,4	1,81	25,6	19,5	129
33.10	296	2,06	22,9	18,9	128
33.11	276,8	2,41	20,8	18,5	132
33.12	246,4	2,74	18,6	15,6	129

Fonte: a autora.

Tabela 21 – Dados de saída dos modelos 37.

Modelos (blocos sobre quatro estacas)	Força última (tf)	Deslocamento (mm)	Tensão de compressão máxima no concreto (MPa)	Tensão de tração máxima no concreto (MPa)	Tensão de tração máxima na armadura (MPa)
37	521,6	2,20	41,4	26,8	148
Valores mínimos da redução das propriedades mecânicas devidos à RAA					
37.1	502,4	2,13	38,1	26,1	143
37.2	425,6	2,16	36,3	24,4	151
37.3	382,4	2,43	33,6	22,5	151
37.4	348,8	2,30	29,7	19,9	139
Valores médios da redução das propriedades mecânicas devidos à RAA					
37.5	420,8	2,18	34,6	24,9	148
37.6	372,8	2,31	32,3	21,1	155
37.7	337,6	2,46	28,4	19,5	149
37.8	297,6	2,48	24,5	17,2	138
Valores máximos da redução das propriedades mecânicas devidos à RAA					
37.9	358,4	2,25	30,3	20,2	159
37.10	324,8	2,44	26,5	18,7	154
37.11	296	2,82	24,7	18,4	149
37.12	252,8	2,92	20,1	15,4	134

Fonte: a autora.

Tabela 22 – Dados de saída dos modelos 38.

Modelos (blocos sobre quatro estacas)	Força última (tf)	Deslocamento (mm)	Tensão de compressão máxima no concreto (MPa)	Tensão de tração máxima no concreto (MPa)	Tensão de tração máxima na armadura (MPa)
38	500,8	1,54	36,3	15,6	132
Valores mínimos da redução das propriedades mecânicas devidos à RAA					
38.1	486,4	1,55	35,8	16,3	139
38.2	403,2	1,60	32,5	18,7	120
38.3	358,4	1,69	29,7	17,2	124
38.4	339,2	2,15	28,8	20,9	134
Valores médios da redução das propriedades mecânicas devidos à RAA					
38.5	384	1,21	28,8	11,8	104
38.6	347,2	1,66	29,4	15,3	125
38.7	305,6	1,64	27,2	12,2	120
38.8	265,6	1,58	23,5	9,54	109
Valores máximos da redução das propriedades mecânicas devidos à RAA					
38.9	320	1,45	27,7	11,8	121
38.10	310,4	1,98	24,6	15,4	135
38.11	280	2,13	23,5	13,5	129
38.12	216	1,68	19,9	6,32	103

Fonte: a autora.

5.2 ANÁLISE DOS MODELOS ATRAVÉS DAS REDUÇÕES NAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO DEVIDO A RAA

Depois de uma extensa análise paramétrica definiu-se que o modelo que representaria melhor o comportamento das propriedades mecânicas em estruturas afetadas pela RAA seriam os modelos 37, apresentado na **Tabela 21**.

Os modelos foram verificados considerando-se os resultados obtidos pela análise numérica e colhidos os resultados de maior valor fornecido pelo programa.

5.2.1 Força última

Na **Tabela 23 e Figura 37** são apresentados os resultados que relacionam força última (%) e expansão (%) para os modelos 37, apresentados nas **Tabela 16 e 22**. São exibidas as curvas para os valores mínimos, médios e máximos de expansão, além da equação na curva para os valores médios. Pode-se notar que à medida que aumentam as taxas de redução de acordo com o nível de expansão, há um decréscimo na força última podendo chegar à

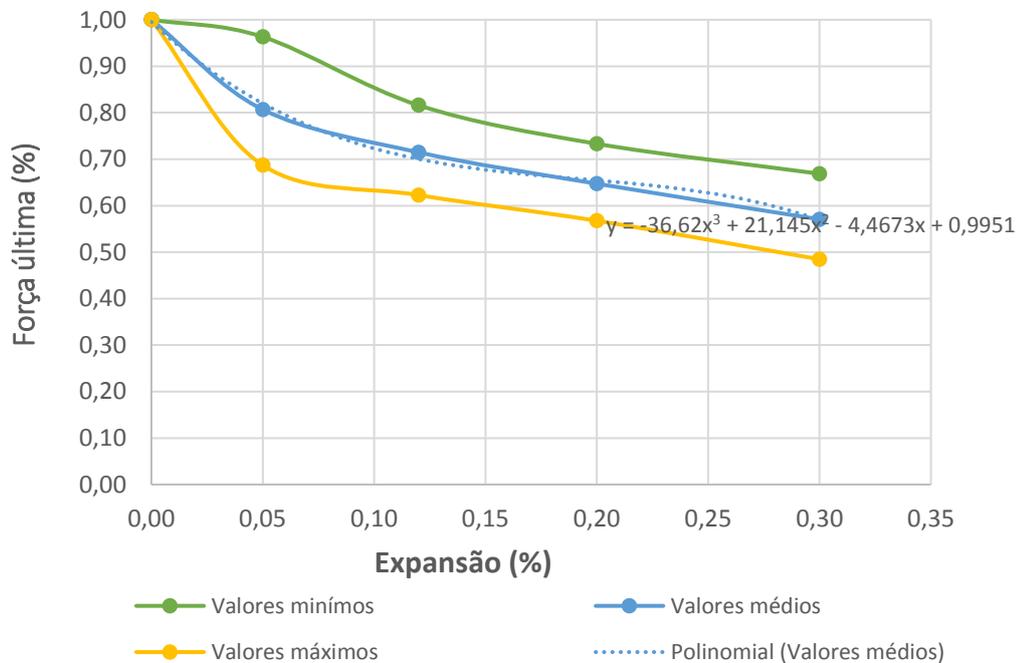
diminuição de mais de 50% do valor do modelo de referência, para o nível de expansão máximo. Resultados condizentes para estruturas afetadas pela reação álcali-agregado.

Tabela 23– Força última *versus* nível de expansão.

Modelos (blocos sobre quatro estacas)	Nível de expansão (%)	Força última (%)
37	0	1,00
Valores mínimos da redução das propriedades mecânicas devidos à RAA		
37.1	0,05	0,96
37.2	0,12	0,82
37.3	0,2	0,73
37.4	0,3	0,67
Valores médios da redução das propriedades mecânicas devidos à RAA		
37.5	0,05	0,81
37.6	0,12	0,71
37.7	0,2	0,65
37.8	0,3	0,57
Valores máximos da redução das propriedades mecânicas devidos à RAA		
37.9	0,05	0,69
37.10	0,12	0,62
37.11	0,2	0,57
37.12	0,3	0,48

Fonte: a autora.

Figura 37 – Força última *versus* nível de expansão.



Fonte: a autora.

5.2.2 Deslocamento máximo

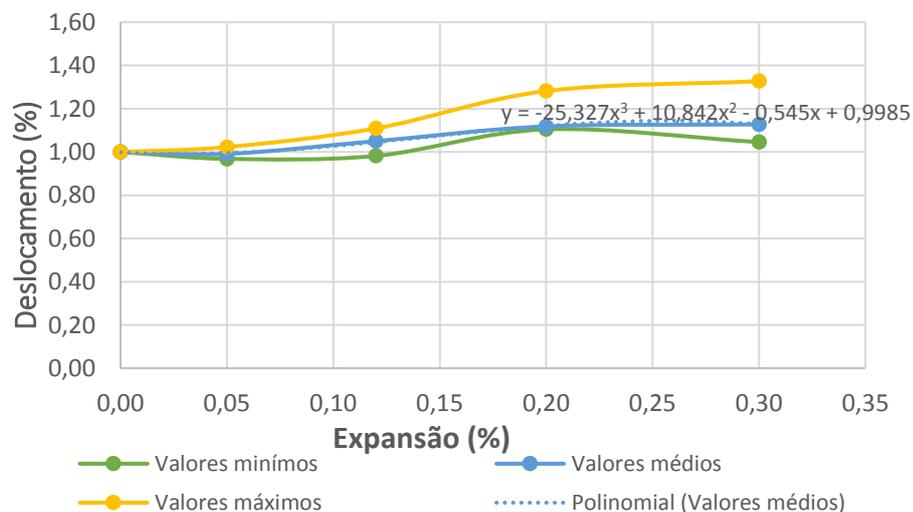
Na **Tabela 24 e Figura 38** são apresentados os resultados que relacionam deslocamento máximo (%) e expansão (%) para os modelos 37, apresentados nas **Tabela 16 e 22**. Na **Figura 38** são exibidas as curvas para os valores mínimos, médios e máximos de expansão, além da equação na curva para os valores médios. Pode-se perceber que à medida que aumentam as taxas de redução de acordo com o nível de expansão, há um aumento no deslocamento máximo podendo chegar à mais de 30% do valor do modelo de referência (sem RAA) para o nível de expansão máximo.

Tabela 24 – Deslocamento máximo *versus* nível de expansão.

Modelos (blocos sobre quatro estacas)	Nível de expansão (%)	Deslocamento máximo (%)
37	0	1,00
Valores mínimos da redução das propriedades mecânicas devidos à RAA		
37.1	0,05	0,97
37.2	0,12	0,98
37.3	0,2	1,10
37.4	0,3	1,05
Valores médios da redução das propriedades mecânicas devidos à RAA		
37.5	0,05	0,99
37.6	0,12	1,05
37.7	0,2	1,12
37.8	0,3	1,13
Valores máximos da redução das propriedades mecânicas devidos à RAA		
37.9	0,05	1,02
37.10	0,12	1,11
37.11	0,2	1,28
37.12	0,3	1,33

Fonte: a autora.

Figura 38 – Deslocamento máximo *versus* nível de expansão.



Fonte: a autora.

5.2.3 Tensões de compressão máxima

Na **Tabela 25** e **Figura 39** são apresentados os resultados que relacionam redução da tensão de compressão máxima (%) e expansão (%) para os modelos 37, apresentados nas **Tabela 16** e **22**. Na **Figura 40** são exibidas as curvas para os valores mínimos, médios e máximos de expansão, além da equação da curva para os valores médios. Pode-se notar que à medida que aumentam as taxas de redução de acordo com o nível de expansão, há um aumento na redução da tensão de compressão máxima podendo chegar em torno de 51% do valor do modelo sem RAA, para o nível de expansão máximo.

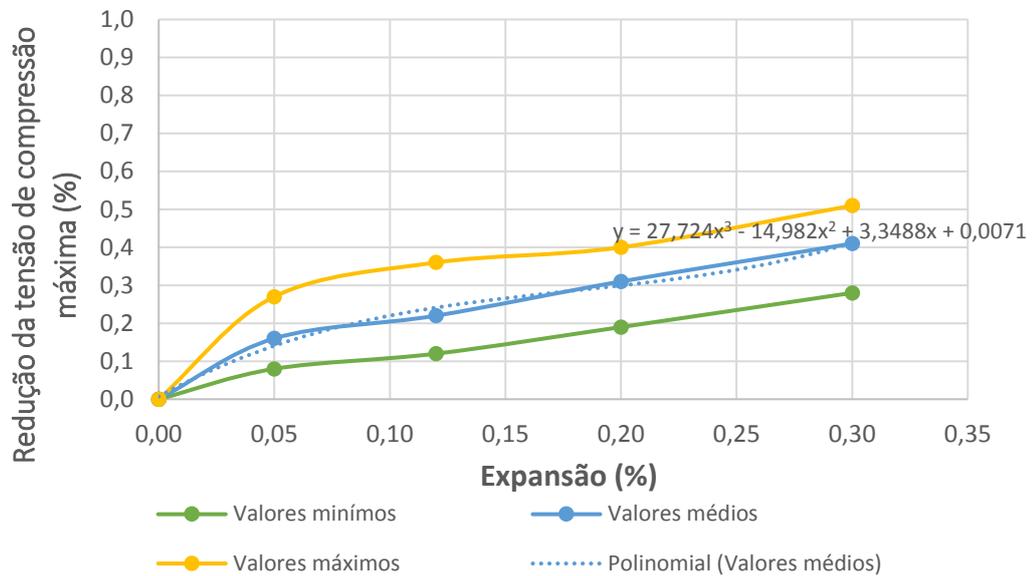
De acordo com a **Tabela 22**, o valor mínimo para a redução da tensão de compressão máxima (20,1 MPa) ainda ficou acima da resistência do concreto para o bloco de fundação (20 MPa).

Tabela 25 – Redução da tensão de compressão máxima *versus* nível de expansão.

Modelos (blocos sobre quatro estacas)	Nível de expansão (%)	Redução da tensão de compressão máxima (%)
37	0	0,00
Valores mínimos da redução das propriedades mecânicas devidos à RAA		
37.1	0,05	0,08
37.2	0,12	0,12
37.3	0,2	0,19
37.4	0,3	0,28
Valores médios da redução das propriedades mecânicas devidos à RAA		
37.5	0,05	0,16
37.6	0,12	0,22
37.7	0,2	0,31
37.8	0,3	0,41
Valores máximos da redução das propriedades mecânicas devidos à RAA		
37.9	0,05	0,27
37.10	0,12	0,36
37.11	0,2	0,40
37.12	0,3	0,51

Fonte: a autora.

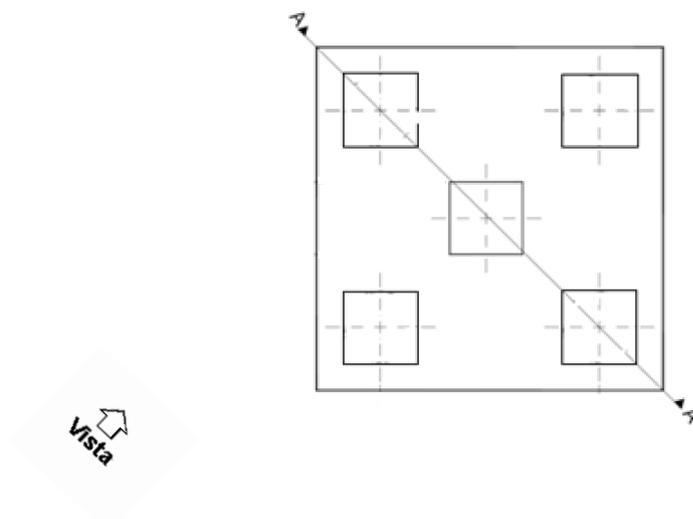
Figura 39 – Redução da tensão de compressão máxima *versus* nível de expansão.



Fonte: a autora.

Pode-se também analisar os campos de tensões principais de compressão no instante da ruína. Para melhor visualização destes foi analisado um corte no meio do bloco e vista esquematizada na **Figura 40**.

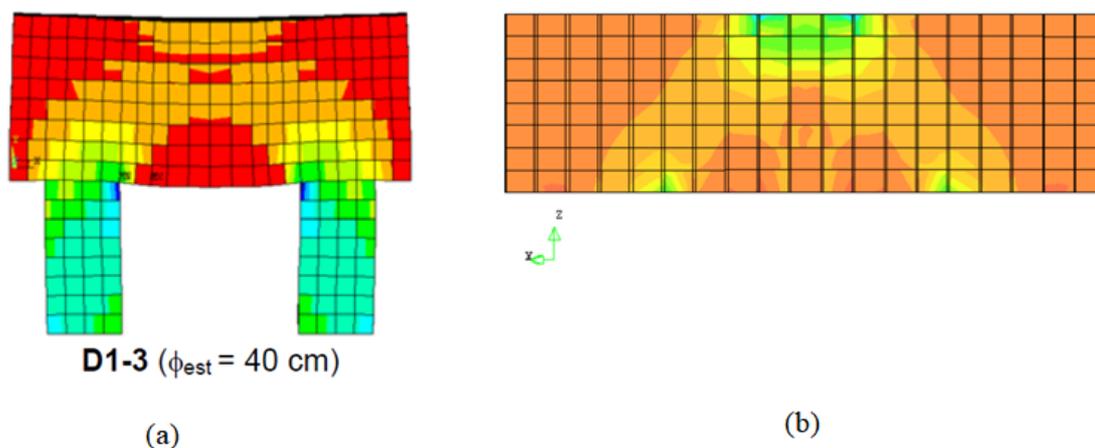
Figura 40 – Vista e corte esquemático dos modelos de blocos sobre quatro estacas.



Fonte: a autora.

Verificou-se por meio de resultados de campos de tensão de compressão que os resultados encontrados estavam semelhantes aos resultados encontrados no estudo de referência de Munhoz (2004) apresentado na **Figura 41**.

Figura 41 – Campos de tensão de compressão nos modelos de blocos sobre 4 estacas (corte AA) (a) Bloco sobre quatro estacas estudado por Munhoz (2004), (b) Bloco sobre quatro estacas estudado na pesquisa.



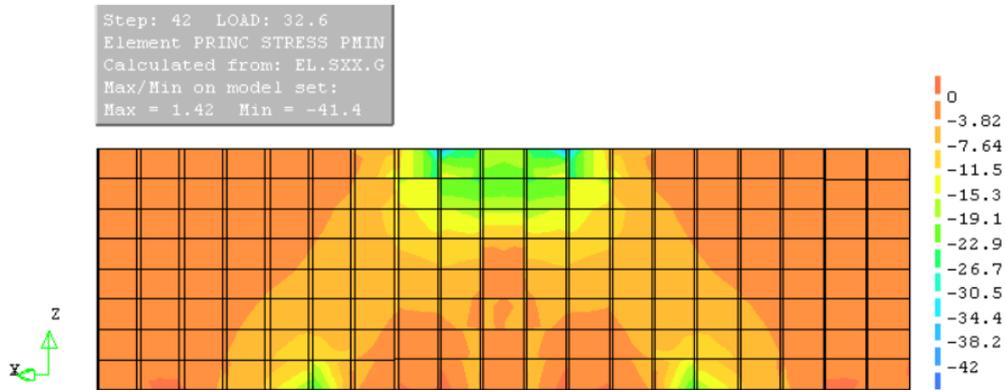
Fonte: (a) Munhoz (2004); (b) a autora.

Das **Figuras 42 a 45** podem ser vistos os campos de tensões principais de compressão no instante da ruína, para os modelos onde foram aplicadas taxas de reduções mínimas, médias e máximas das propriedades mecânicas devido à RAA. Note que o fluxo de tensão ficou delimitado pelo pilar e as estacas caracterizando a formação das bielas de compressão. Observa-se que há uma modificação na forma das bielas com o aumento do nível de expansão e diminuição das tensões de compressão máximas.

Verificou-se que os modelos com RAA apresentam região das bielas bem definidas e com o aumento do nível de expansão o comprometimento do bloco tende a aumentar.

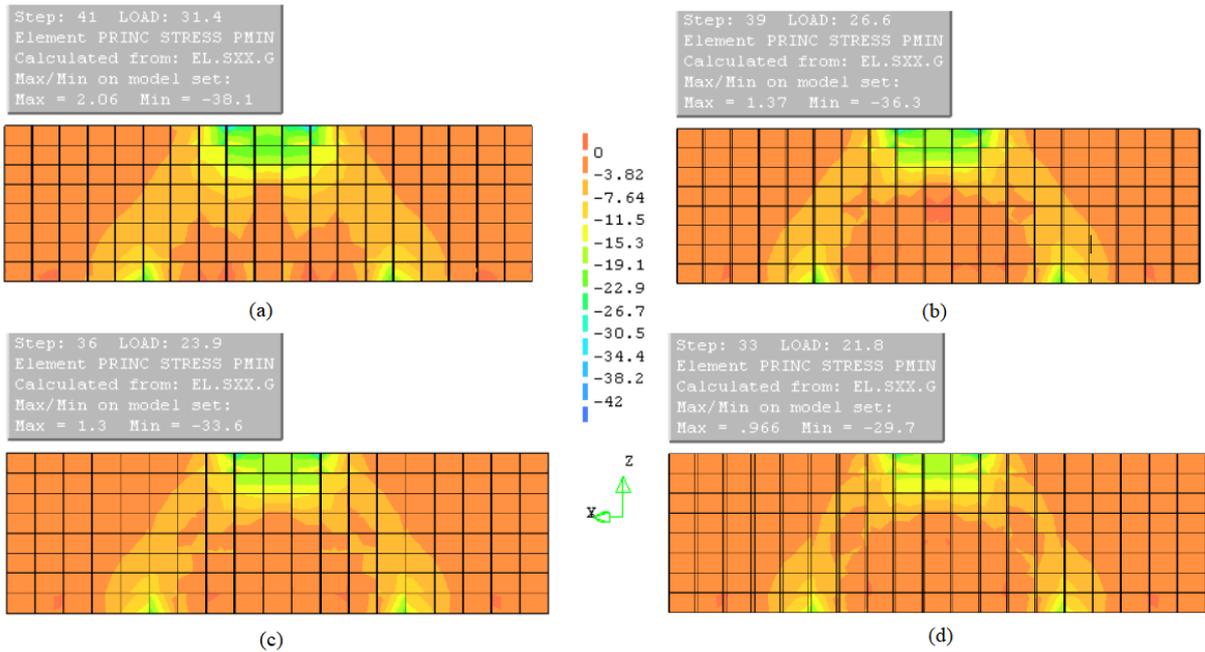
Os valores das tensões principais de compressão chegaram a valores de 29,7 MPa, 24,5 MPa e 20,1 MPa para as taxas de reduções mínimas, médias e máximas das propriedades mecânicas devido à RAA, respectivamente, para o nível de expansão máxima.

Figura 42 – Campos das tensões principais de compressão para o modelo 37 de referência (sem RAA).



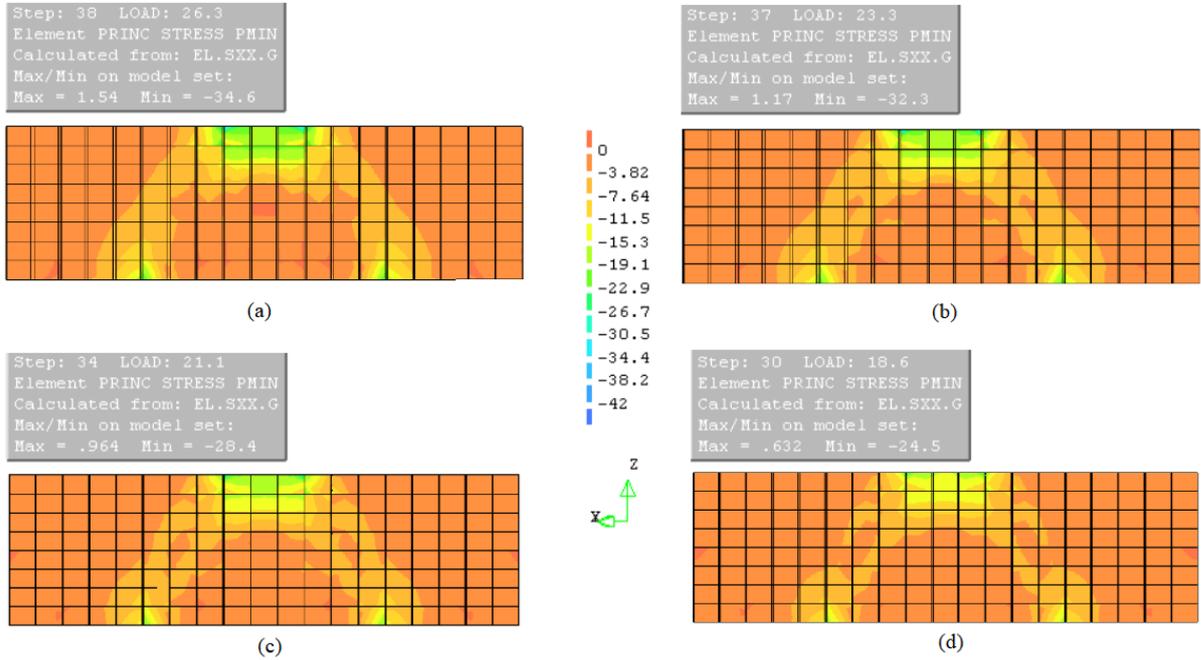
Fonte: a autora.

Figura 43 – Campos das tensões principais de compressão (valores mínimos da redução das propriedades mecânicas devido à RAA). (a) modelo 37.1 - taxa de expansão 0,05%; (b) modelo 37.2 - taxa de expansão 0,12%; (c) modelo 37.3 - taxa de expansão 0,2%; (d) modelo 37.4 - taxa de expansão 0,3%.



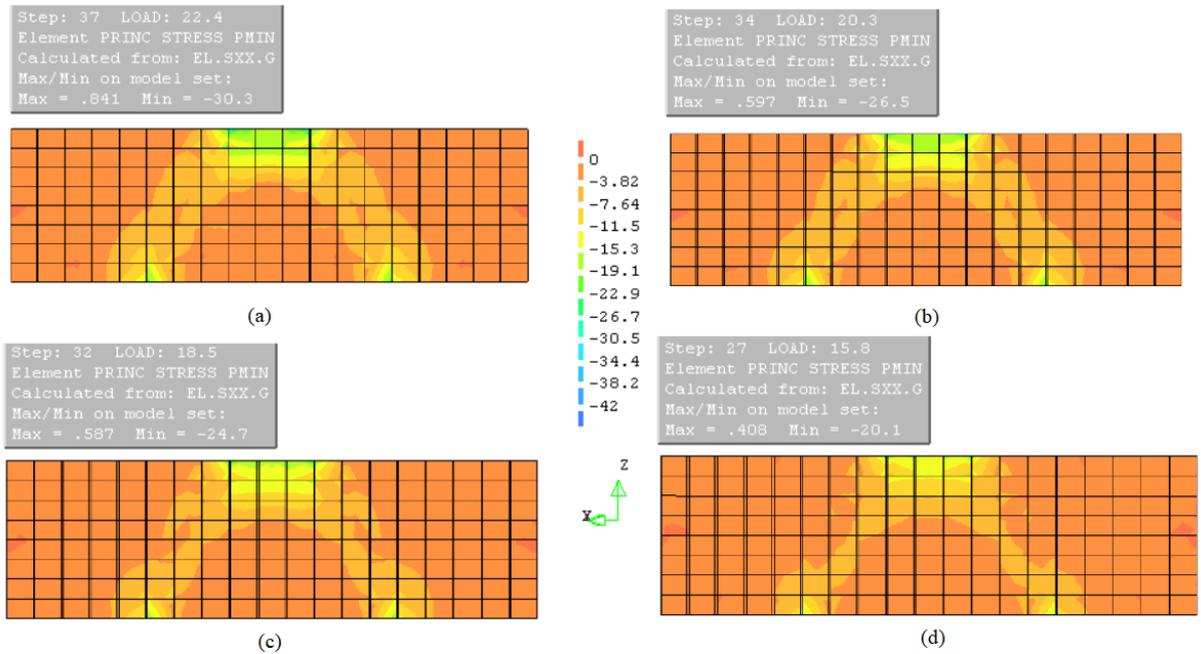
Fonte: a autora.

Figura 44 – Campos das tensões principais de compressão (valores médios da redução das propriedades mecânicas devido à RAA). (a) modelo 37.5 - taxa de expansão 0,05%; (b) modelo 37.6 - taxa de expansão 0,12%; (c) modelo 37.7 - taxa de expansão 0,2%; (d) modelo 37.8 - taxa de expansão 0,3%.



Fonte: a autora.

Figura 45 – Campos das tensões principais de compressão (valores máximos da redução das propriedades mecânicas devido à RAA). (a) modelo 37.9 - taxa de expansão 0,05%; (b) modelo 37.10 - taxa de expansão 0,12%; (c) modelo 37.11 - taxa de expansão 0,2%; (d) modelo 37.12 - taxa de expansão 0,3%.



Fonte: a autora.

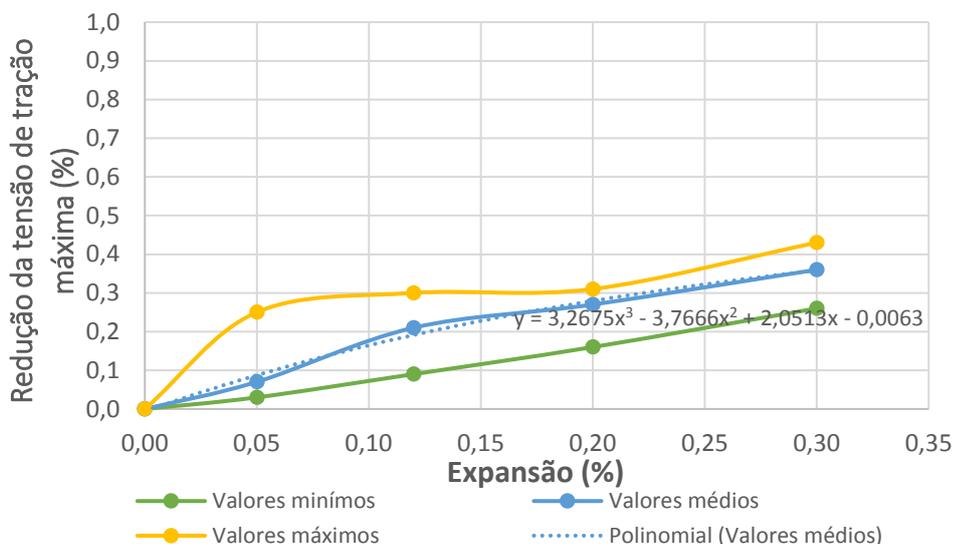
5.2.4 Tensões de tração máxima

Na **Tabela 26** e **Figura 46** são apresentados os resultados que relacionam redução da tensão de tração máxima (%) e expansão (%) para os modelos 37, apresentados nas **Tabela 16** e **22**. São exibidas as curvas para os valores mínimos, médios e máximos de expansão, além da equação da curva para os valores médios. Pode-se notar que à medida que aumentam as taxas de redução, de acordo com o nível de expansão, há um aumento na redução da tensão de tração máxima podendo chegar em torno de 43% do valor do modelo de referência, para o nível de expansão máxima.

Tabela 26 – Redução da tensão de tração máxima *versus* nível de expansão.

Modelos (blocos sobre quatro estacas)	Nível de expansão (%)	Redução da tensão de tração máxima (%)
37	0	0,00
Valores mínimos da redução das propriedades mecânicas devidos à RAA		
37.1	0,05	0,03
37.2	0,12	0,09
37.3	0,2	0,16
37.4	0,3	0,26
Valores médios da redução das propriedades mecânicas devidos à RAA		
37.5	0,05	0,07
37.6	0,12	0,21
37.7	0,2	0,27
37.8	0,3	0,36
Valores máximos da redução das propriedades mecânicas devidos à RAA		
37.9	0,05	0,25
37.10	0,12	0,30
37.11	0,2	0,31
37.12	0,3	0,43

Fonte: a autora.

Figura 46 – Redução da tensão de tração máxima *versus* nível de expansão.

Fonte: a autora.

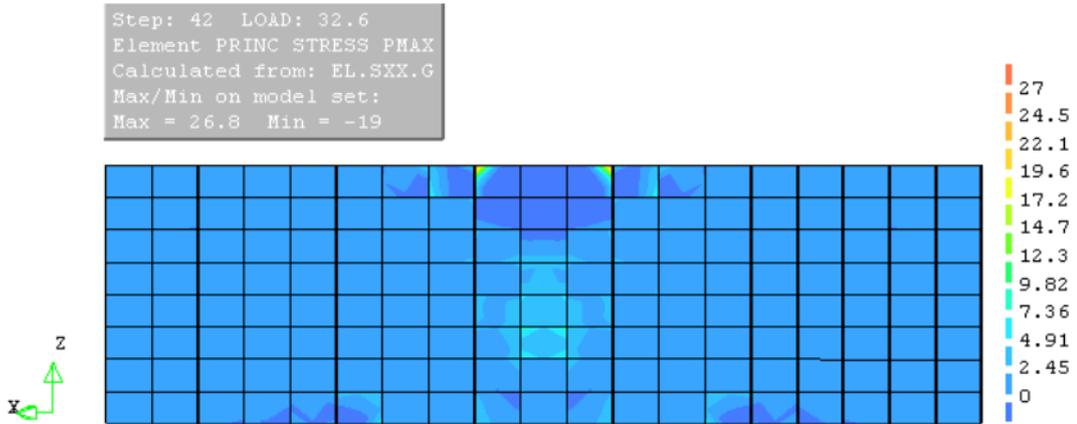
Para a visualização dos campos de tensões foi utilizado o mesmo esquema apresentado na **Figura 40**.

Das **Figuras 47 a 50** são apresentados os campos de tensões principais de tração no instante da ruína, para os modelos onde foram aplicadas taxas de reduções mínimas, médias e máximas das propriedades mecânicas devido à RAA.

Observa-se que o fluxo de tensão diminui com a diminuição da força última e aumento do nível de expansão.

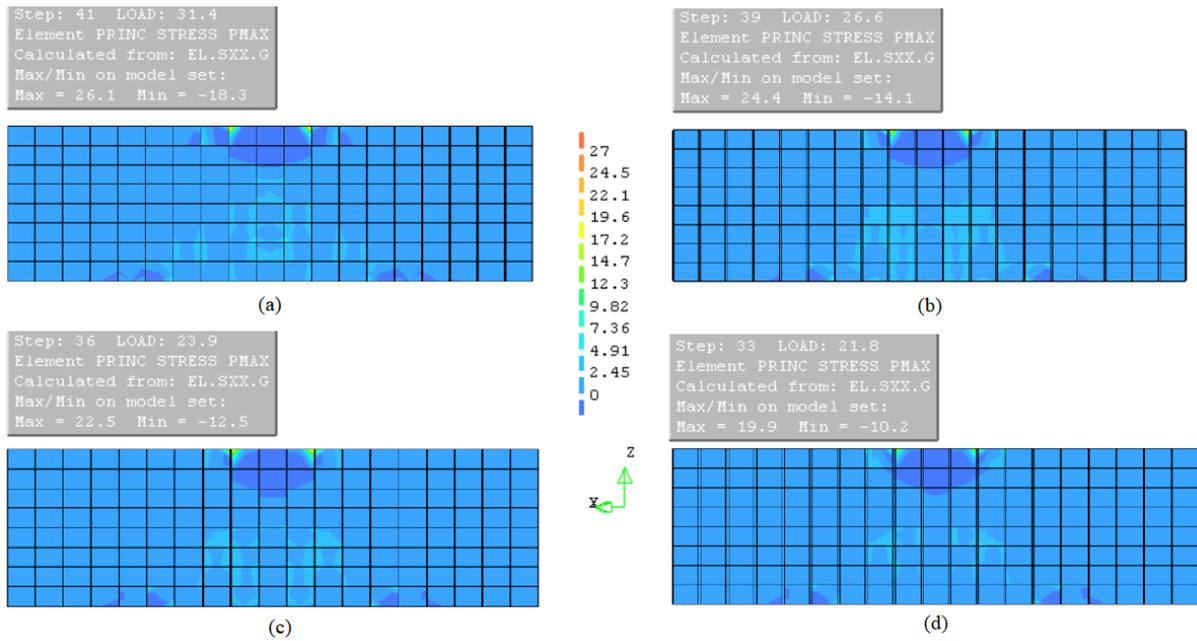
Os valores das tensões principais de tração no passo de carga da força última chegaram a valores de 19,9 MPa, 17,2 MPa e 15,4 MPa para as taxas de reduções mínimas, médias e máximas das propriedades mecânicas devido a RAA respectivamente, para o nível de expansão máxima (0,3 %).

Figura 47 – Campos de tensões principais de tração para o modelo 37 de referência (sem RAA).



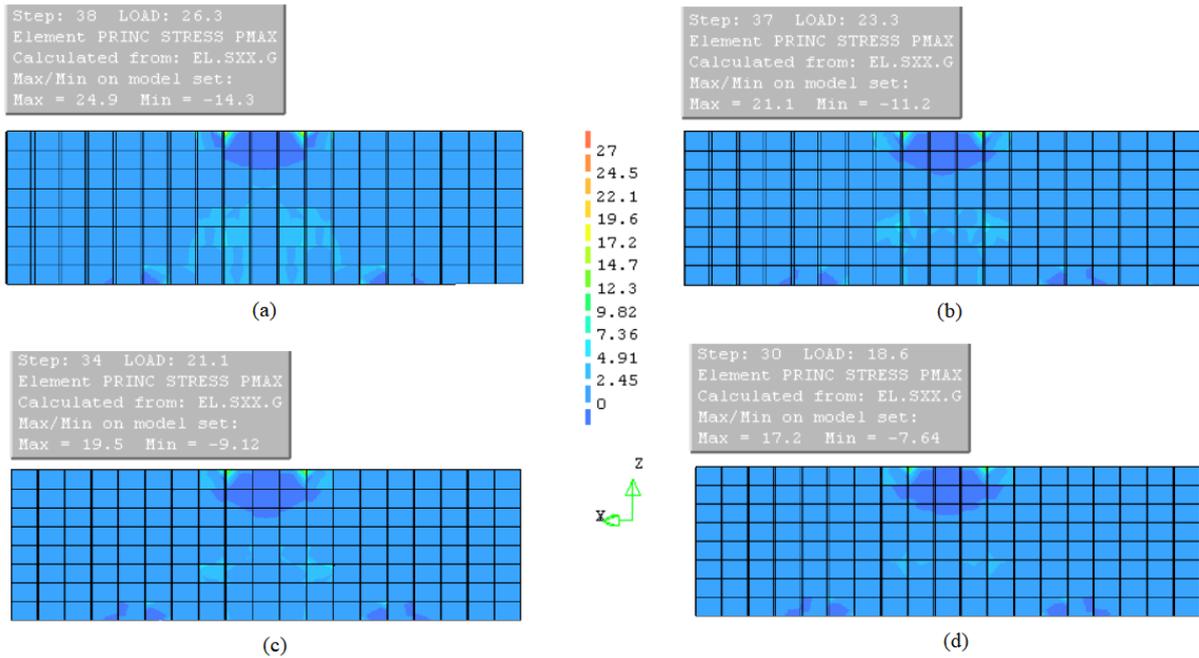
Fonte: a autora.

Figura 48 – Campos das tensões principais de tração (valores mínimos da redução das propriedades mecânicas devido à RAA). (a) modelo 37.1 - taxa de expansão 0,05%; (b) modelo 37.2 - taxa de expansão 0,12%; (c) modelo 37.3 - taxa de expansão 0,2%; (d) modelo 37.4 - taxa de expansão 0,3%.



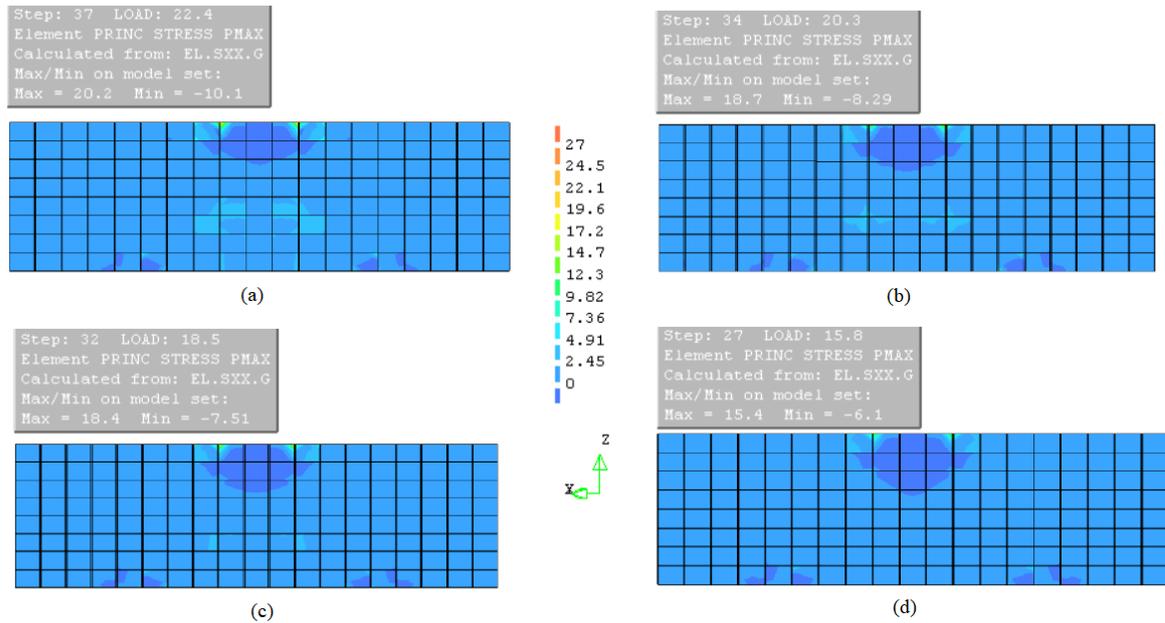
Fonte: a autora.

Figura 49 – Campos das tensões principais de tração (valores médios da redução das propriedades mecânicas devido à RAA). (a) modelo 37.5 - taxa de expansão 0,05%; (b) modelo 37.6 - taxa de expansão 0,12%; (c) modelo 37.7 - taxa de expansão 0,2%; (d) modelo 37.8 - taxa de expansão 0,3%.



Fonte: a autora.

Figura 50 – Campos das tensões principais de tração (valores máximos da redução das propriedades mecânicas devido à RAA). (a) modelo 37.9 - taxa de expansão 0,05%; (b) modelo 37.10 - taxa de expansão 0,12%; (c) modelo 37.11 - taxa de expansão 0,2%; (d) modelo 37.12 - taxa de expansão 0,3%.



Fonte: a autora.

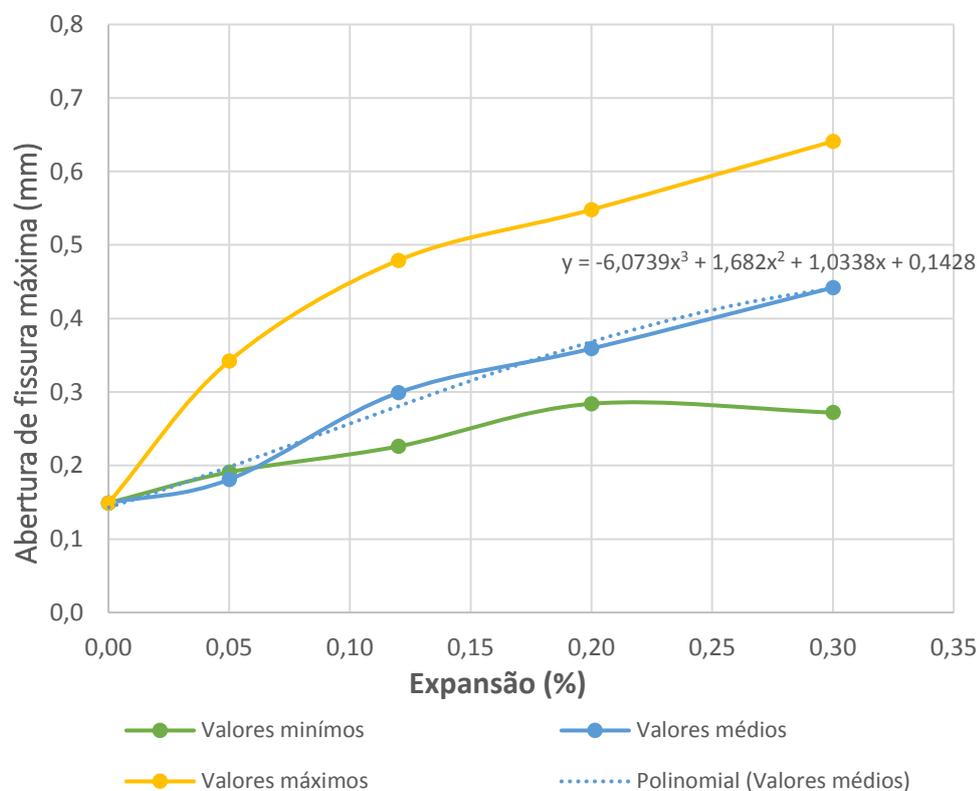
5.2.5 Abertura de fissura máxima

Na **Tabela 27** e **Figura 51** são apresentados os resultados que relacionam abertura de fissura máxima (mm) e nível de expansão (%) para os modelos 37, apresentados nas **Tabela 16** e **22**. São exibidas as curvas para os valores mínimos, médios e máximos de expansão, além da equação na curva para os valores médios. Percebe-se que a abertura de fissuras máxima aumenta com o aumento do nível de expansão. Este comportamento da abertura de fissuras pode ser explicado devido ao modelo do dano empregado na simulação numérica.

Tabela 27 – Abertura de fissura máxima *versus* nível de expansão.

Modelos (blocos sobre quatro estacas)	Nível de expansão (%)	Abertura de fissura máxima (mm)
37	0	0,149
Valores mínimos da redução das propriedades mecânicas devidos à RAA		
37.1	0,05	0,191
37.2	0,12	0,226
37.3	0,2	0,284
37.4	0,3	0,272
Valores médios da redução das propriedades mecânicas devidos à RAA		
37.5	0,05	0,181
37.6	0,12	0,299
37.7	0,2	0,359
37.8	0,3	0,442
Valores máximos da redução das propriedades mecânicas devidos à RAA		
37.9	0,05	0,342
37.10	0,12	0,479
37.11	0,2	0,548
37.12	0,3	0,641

Fonte: a autora.

Figura 51 – Abertura de fissura máxima *versus* nível de expansão.

Fonte: a autora.

A abertura de fissuras para blocos de fundação deve ter valores limitados já que se tratam de estruturas em contato direto com o solo. De acordo com a ABNT NBR 6118 (ABNT, 2014) onde são feitas referência a aberturas inferiores a 0,3 mm em elementos de classe de agressividade ambiental II e III. Então, o modelo 37 de referência (sem RAA) está dentro do estabelecido em norma. Para os modelos com as reduções devido à RAA somente a partir valores médios das reduções ao nível de expansão de 0,2% os modelos apresentaram aberturas de fissuras maiores do que 0,3 mm.

Outra análise que pode ser feita é sobre a tensão de tração no início da fissuração. Os modelos numéricos apresentaram formação de fissuras quando as tensões principais de tração superaram a resistência à tração do concreto, conforme **Tabela 28**. Essa tensão principal foi diminuindo com o a aplicação das taxas de redução das propriedades mecânicas devido a RAA de acordo com o aumento do nível de expansão. Nos modelos 37.11 e 37.12 o início da

fissuração ocorreu com tensões principais de tração inferiores a resistência a tração do concreto comparado com o modelo sem RAA.

Tabela 28 – Tensão principal de tração no início da fissuração.

Modelos (blocos sobre quatro estacas)	Nível de expansão (%)	Força última (tf)	Força no início da fissuração (tf)	Tensão principal de tração no início da fissuração (MPa)
37	0	521,6	208	5,08
Valores mínimos da redução das propriedades mecânicas devidos à RAA				
37.1	0,05	502,4	192	4,79
37.2	0,12	425,6	128	3,43
37.3	0,2	382,4	127,84	3,52
37.4	0,3	342,8	111,84	3,14
Valores médios da redução das propriedades mecânicas devidos à RAA				
37.5	0,05	420,8	128	3,44
37.6	0,12	372,8	111,84	3,12
37.7	0,2	337,6	95,84	2,78
37.8	0,3	297,6	79,84	2,38
Valores máximos da redução das propriedades mecânicas devidos à RAA				
37.9	0,05	358,4	95,84	2,71
37.10	0,12	324,8	79,84	2,35
37.11	0,2	296	64	1,95
37.12	0,3	252,8	48	1,5

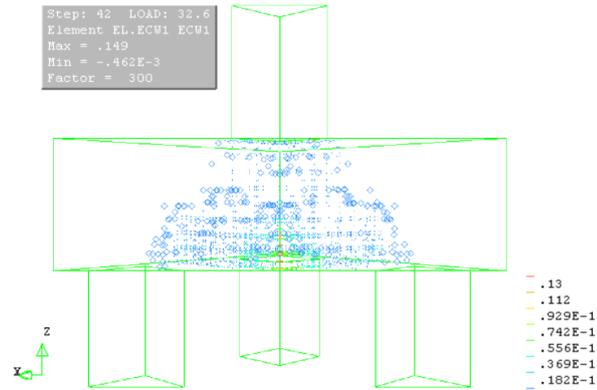
Fonte: a autora.

5.2.6 Distribuição da fissuração

As **Figuras 52 a 55** apresentam a evolução da distribuição da fissuração dos modelos 37 para a força última de cada modelo. Percebe-se que ao se aumentar as taxas de redução das propriedades mecânicas devido a RAA, há um aumento na quantidade de fissuras. No nível máximo de expansão o bloco encontra-se praticamente todo fissurado.

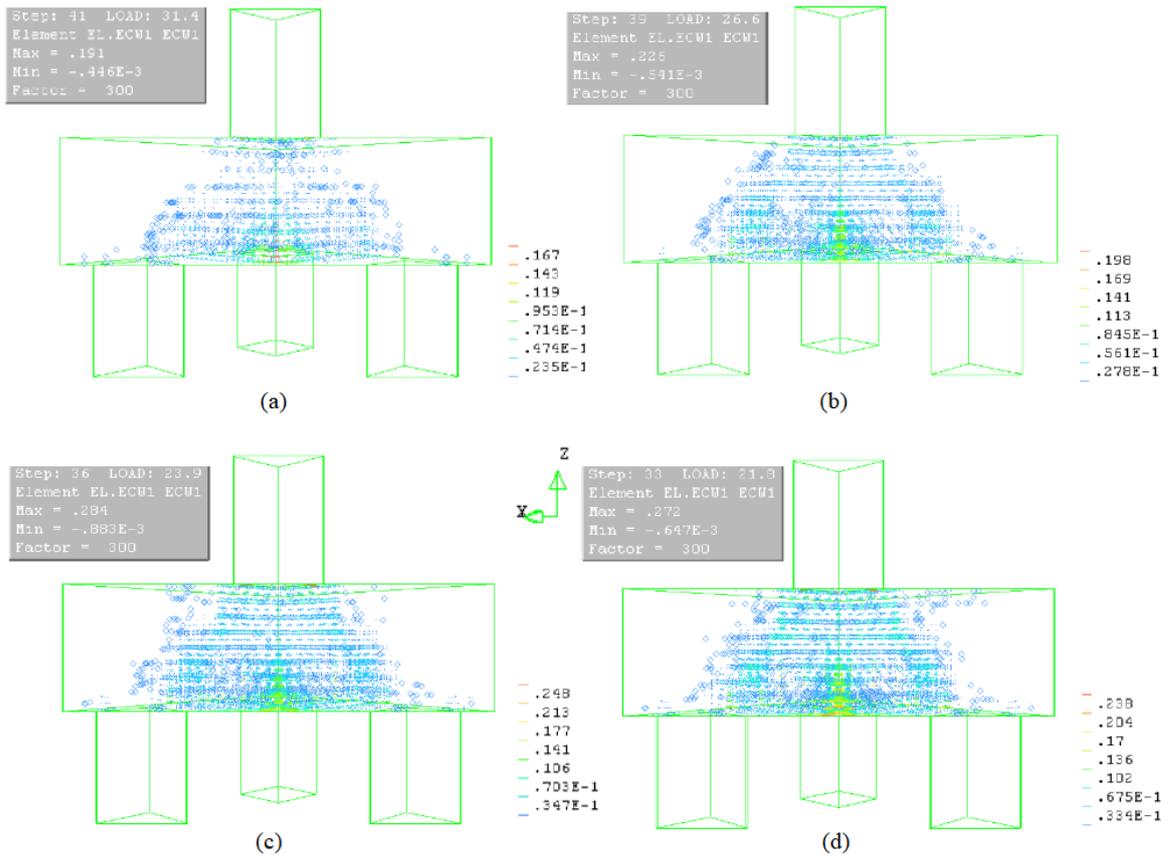
Para a visualização da distribuição da fissuração foi utilizado o mesmo esquema apresentado na **Figura 40** e apresentação no programa em forma de vetor.

Figura 52 – Distribuição da fissuração para o modelo 37.



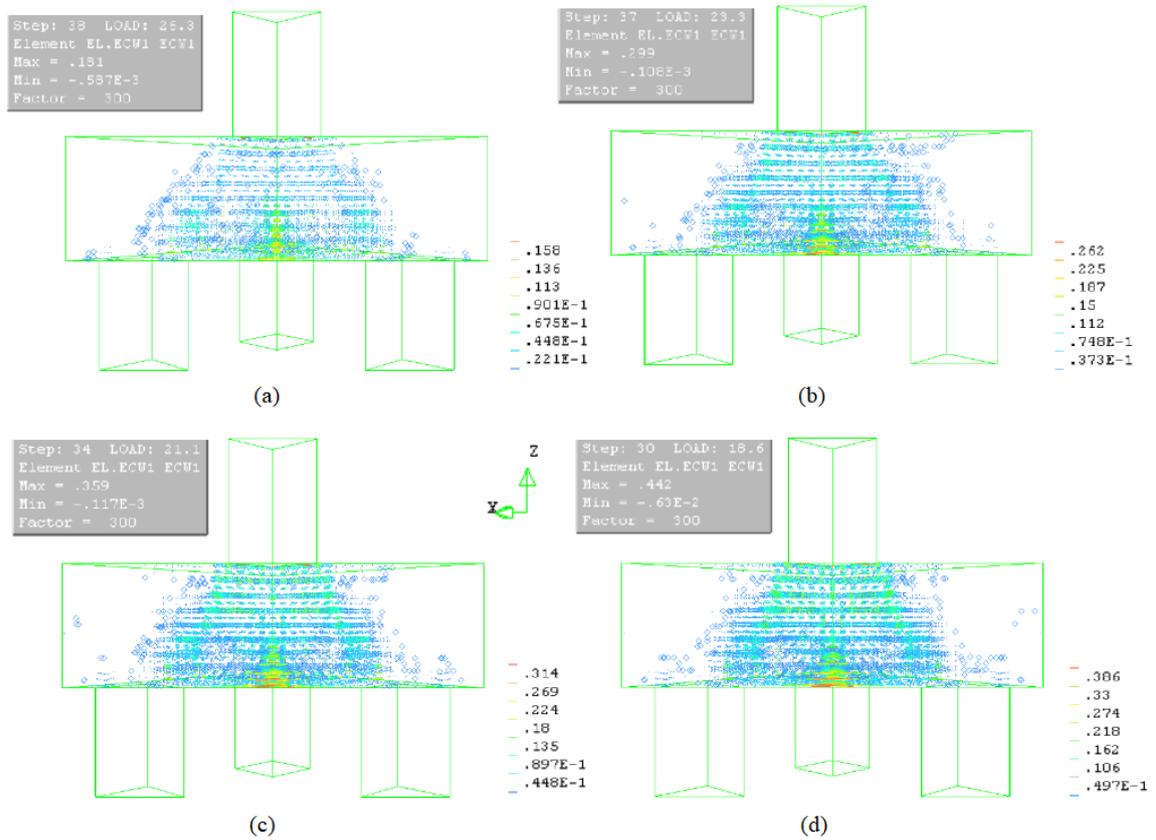
Fonte: a autora.

Figura 53 – Distribuição da fissuração para os modelos 37 com taxas de reduções mínimas. (a) Modelo 37.1, taxa de expansão 0,05%. (b) Modelo 37.2, taxa de expansão 0,12%. (c) Modelo 37.3, taxa de expansão 0,2%. (d) Modelo 37.4, taxa de expansão 0,3%.



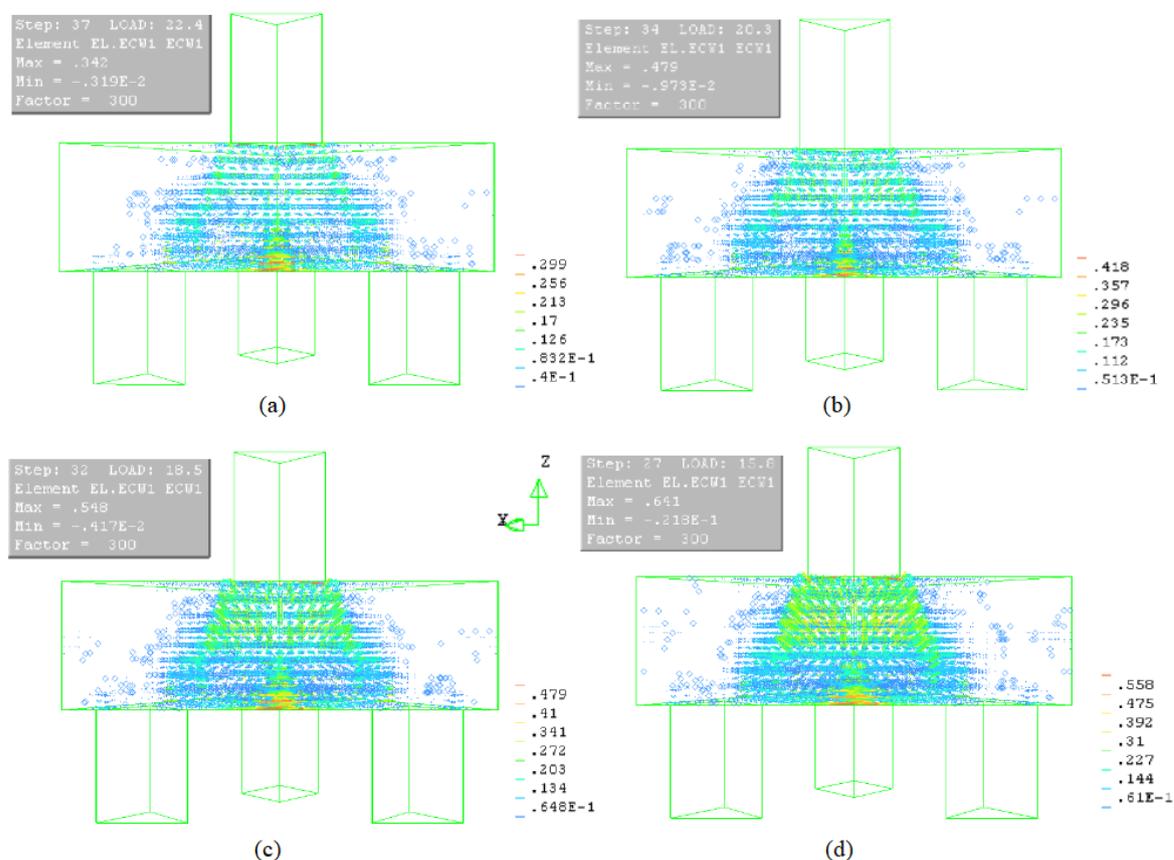
Fonte: a autora.

Figura 54 – Distribuição da fissuração para os modelos 37 com taxas de reduções médias. (a) Modelo 37.5, taxa de expansão 0,05%. (b) Modelo 37.6, taxa de expansão 0,12%. (c) Modelo 37.7, taxa de expansão 0,2%. (d) Modelo 37.8, taxa de expansão 0,3%.



Fonte: a autora.

Figura 55 – Distribuição da fissuração para os modelos 37 com taxas de reduções máximas. (a) Modelo 37.9, taxa de expansão 0,05%. (b) Modelo 37.10, taxa de expansão 0,12%. (c) Modelo 37.11, taxa de expansão 0,2%. (d) Modelo 37.12, taxa de expansão 0,3%.



Fonte: a autora.

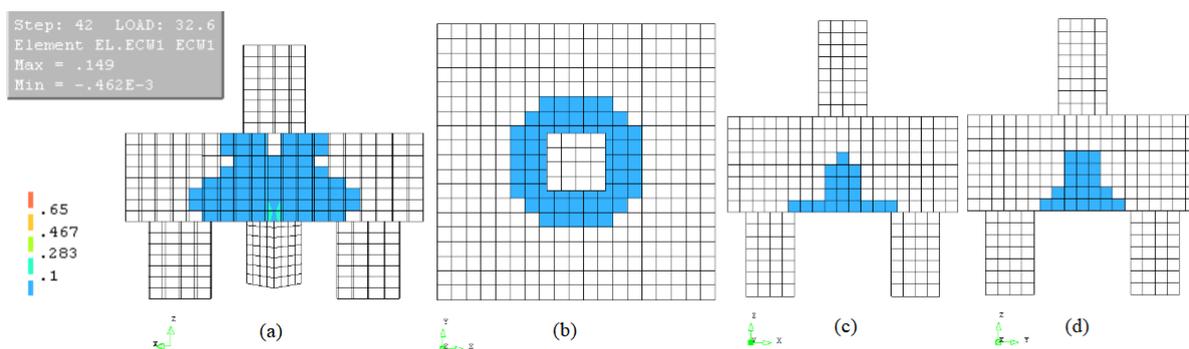
As **Figuras 56 a 68** a seguir, apresentam campos de fissuração na ruptura dos modelos 37, com indicação das aberturas de fissuras maiores do que 0,1 mm. Para blocos de fundação afetados pela RAA os principais pontos de inspeção visual para a verificação da fissuração são a parte superior dos blocos e as faces laterais.

No geral, os campos de fissuras obtidos representaram bem o aumento da RAA devido à taxa de expansão, já que a abertura de fissuras tendeu a aumentar. E está de acordo como modelo de fissuração distribuída adotado na simulação, onde as fissuras se propagam ao longo da peça a partir da imposição da carga aplicada.

Pode se observar também que as maiores fissuras ocorreram nas bases dos blocos, perto do centro dos blocos (diretamente abaixo da posição dos pilares), confirmando serem os locais de maiores deformações da estrutura.

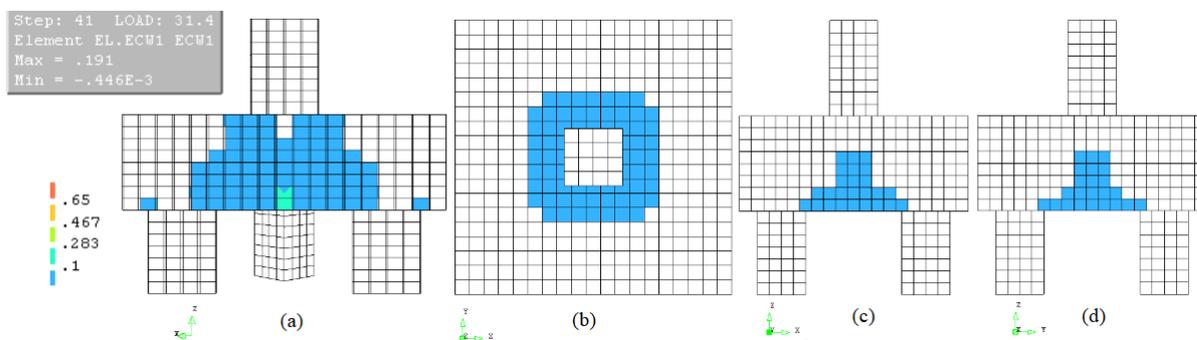
Segundo Meléndez et al. (2019), um dos principais modos de falha em blocos de fundação sobre quatro estacas é o cisalhamento na biela devido as fissuras causadas pelo amolecimento à compressão do concreto. Com isto, verificou-se que os modelos com RAA apresentam mais fissuras na região das bielas comprometendo mais a capacidade do bloco. Provavelmente, tendo como causa a tensão de tração perpendicular a biela.

Figura 56 – Campos de fissuração na ruptura para o modelo 37 de referência (sem RAA), com indicação das aberturas maiores do que 0,1 mm. (a) corte diagonal do bloco; (b) vista superior; (c) e (d) vistas laterais.



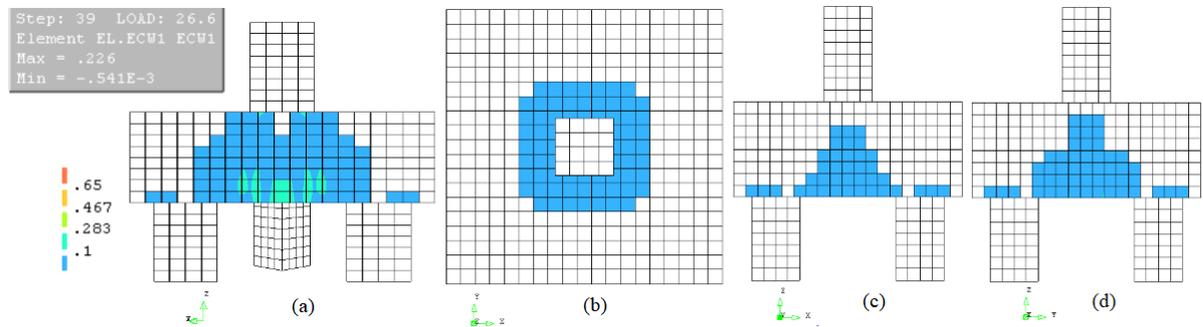
Fonte: a autora.

Figura 57 – Campos de fissuração na ruptura para o modelo 37.1 (Valores mínimos da redução das propriedades mecânicas devido à RAA - taxa de expansão 0,05%), com indicação das aberturas maiores do que 0,1 mm. (a) corte diagonal do bloco; (b) vista superior; (c) e (d) vistas laterais.



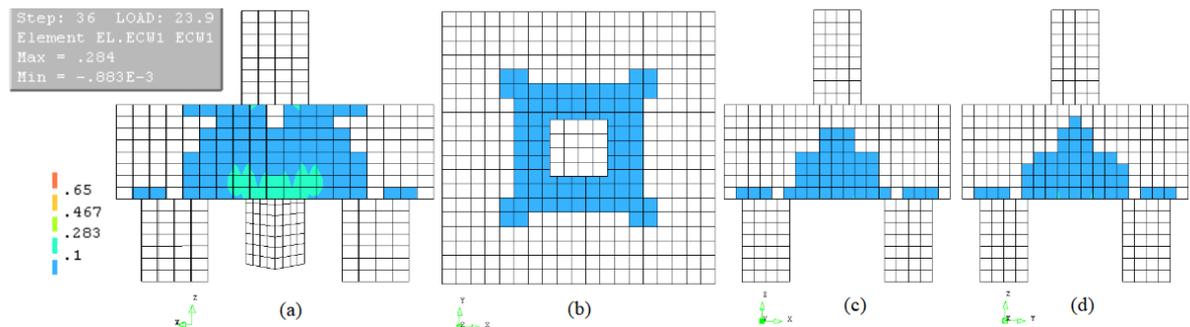
Fonte: a autora.

Figura 58 – Campos de fissuração na ruptura para o modelo 37.2 (Valores mínimos da redução das propriedades mecânicas devido à RAA - taxa de expansão 0,12%), com indicação das aberturas maiores do que 0,1 mm. (a) corte diagonal do bloco; (b) vista superior; (c) e (d) vistas laterais.



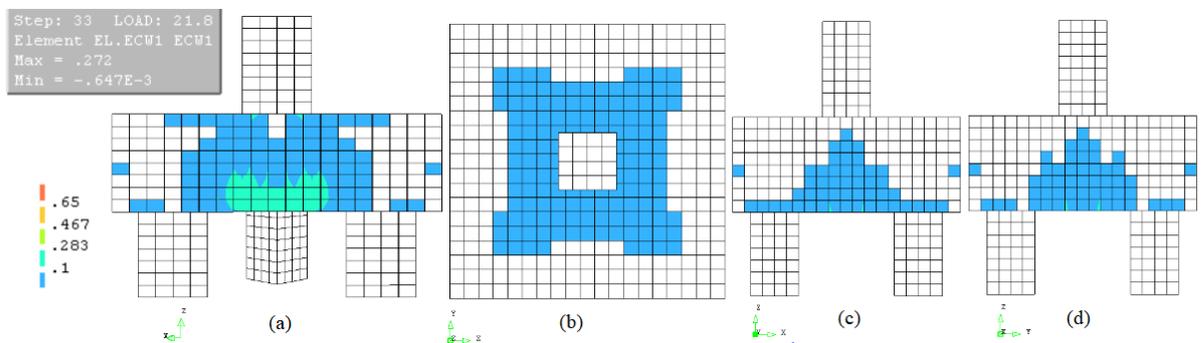
Fonte: a autora.

Figura 59 - Campos de fissuração na ruptura para o modelo 37.3 (Valores mínimos da redução das propriedades mecânicas devido à RAA - taxa de expansão 0,2%), com indicação das aberturas maiores do que 0,1 mm. (a) corte diagonal do bloco; (b) vista superior; (c) e (d) vistas laterais.



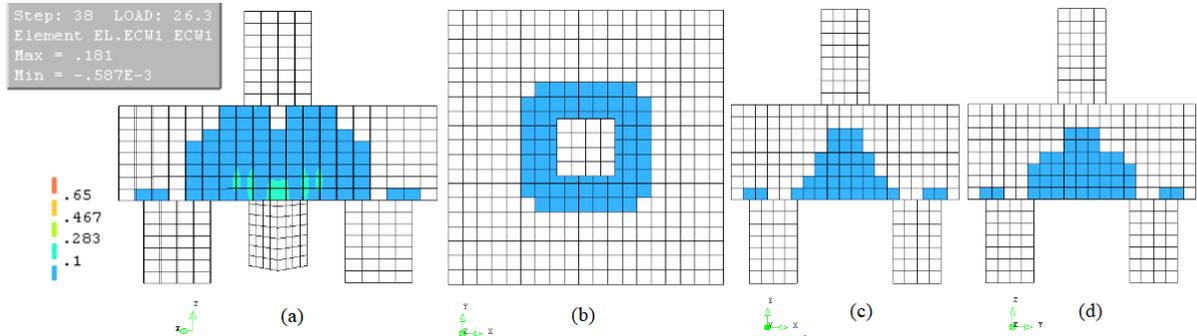
Fonte: a autora.

Figura 60 - Campos de fissuração na ruptura para o modelo 37.4 (Valores mínimos da redução das propriedades mecânicas devido à RAA - taxa de expansão 0,3%), com indicação das aberturas maiores do que 0,1 mm. (a) corte diagonal do bloco; (b) vista superior; (c) e (d) vistas laterais.



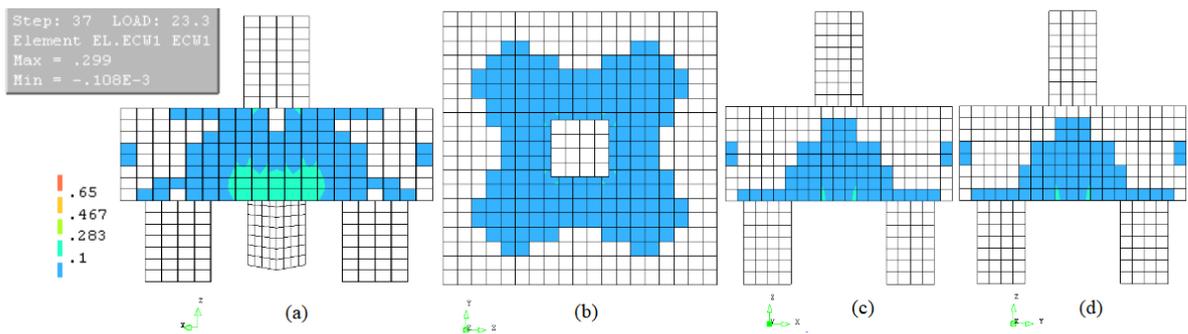
Fonte: a autora.

Figura 61 – Campos de fissuração na ruptura para o modelo 37.5 (Valores médios da redução das propriedades mecânicas devido à RAA - taxa de expansão 0,05%), com indicação das aberturas maiores do que 0,1 mm. (a) corte diagonal do bloco; (b) vista superior; (c) e (d) vistas laterais.



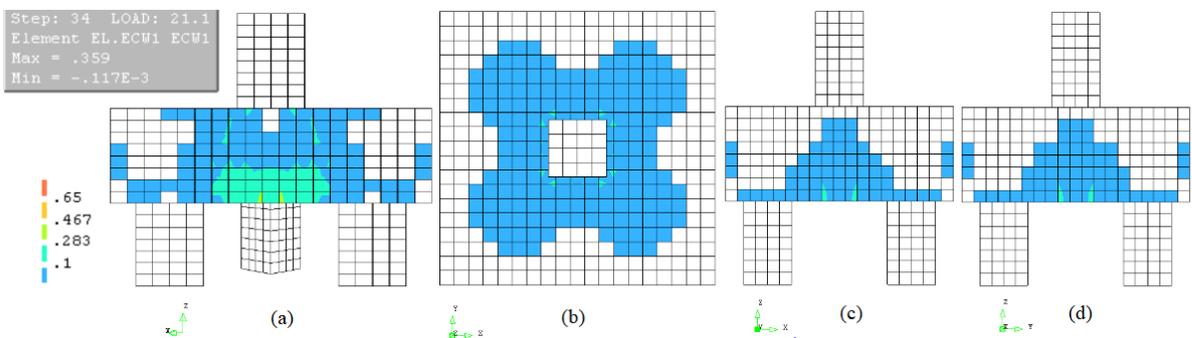
Fonte: a autora.

Figura 62 – Campos de fissuração na ruptura para o modelo 37.6 (Valores médios da redução das propriedades mecânicas devido à RAA - taxa de expansão 0,12%), com indicação das aberturas maiores do que 0,1 mm. (a) corte diagonal do bloco; (b) vista superior; (c) e (d) vistas laterais.



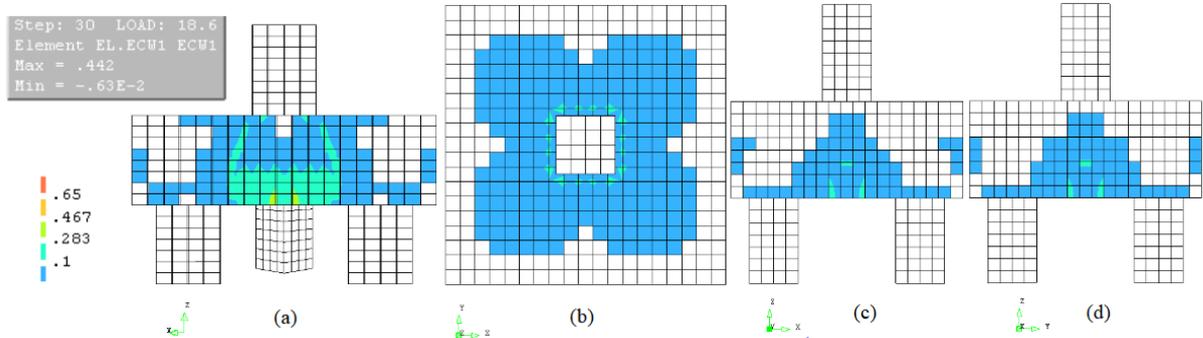
Fonte: a autora.

Figura 63 – Campos de fissuração na ruptura para o modelo 37.7 (Valores médios da redução das propriedades mecânicas devido à RAA - taxa de expansão 0,2%), com indicação das aberturas maiores do que 0,1 mm. (a) corte diagonal do bloco; (b) vista superior; (c) e (d) vistas laterais.



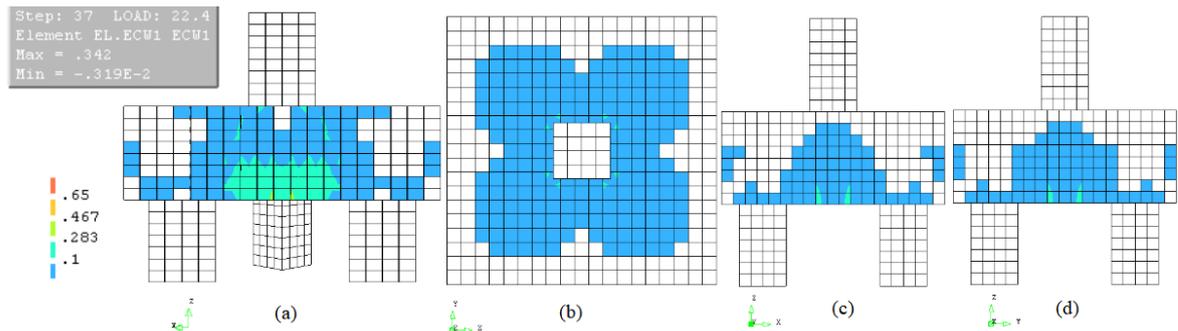
Fonte: a autora.

Figura 64 – Campos de fissuração na ruptura para o modelo 37.8 (Valores médios da redução das propriedades mecânicas devido à RAA - taxa de expansão 0,3%), com indicação das aberturas maiores do que 0,1 mm. (a) corte diagonal do bloco; (b) vista superior; (c) e (d) vistas laterais.



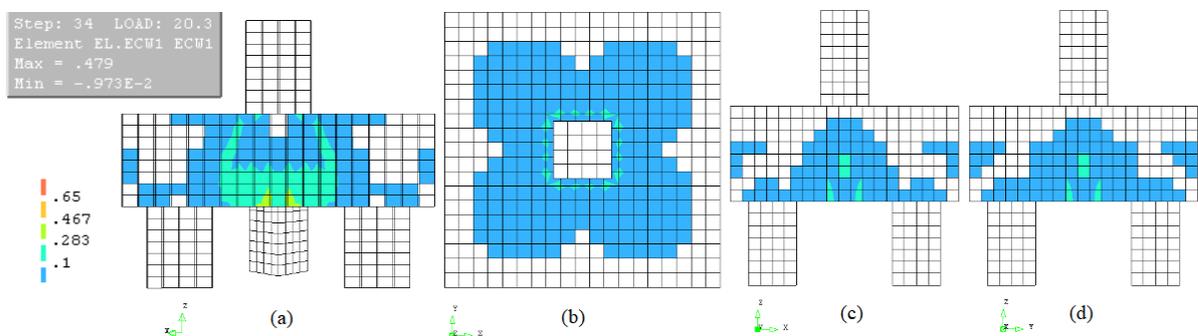
Fonte: a autora.

Figura 65 – Campos de fissuração na ruptura para o modelo 37.9 (Valores máximos da redução das propriedades mecânicas devido à RAA - taxa de expansão 0,05%), com indicação das aberturas maiores do que 0,1 mm. (a) corte diagonal do bloco; (b) vista superior; (c) e (d) vistas laterais.



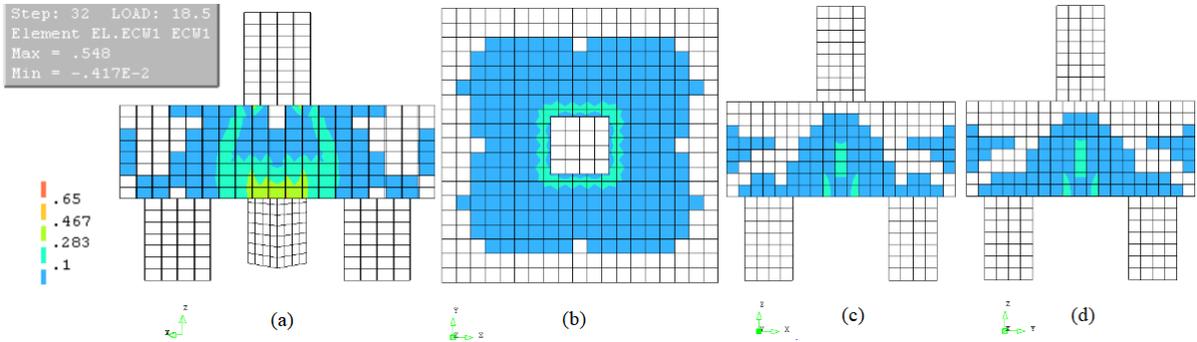
Fonte: a autora.

Figura 66 – Campos de fissuração na ruptura para o modelo 37.10 (Valores máximos da redução das propriedades mecânicas devido à RAA - taxa de expansão 0,12%), com indicação das aberturas maiores do que 0,1 mm. (a) corte diagonal do bloco; (b) vista superior; (c) e (d) vistas laterais.



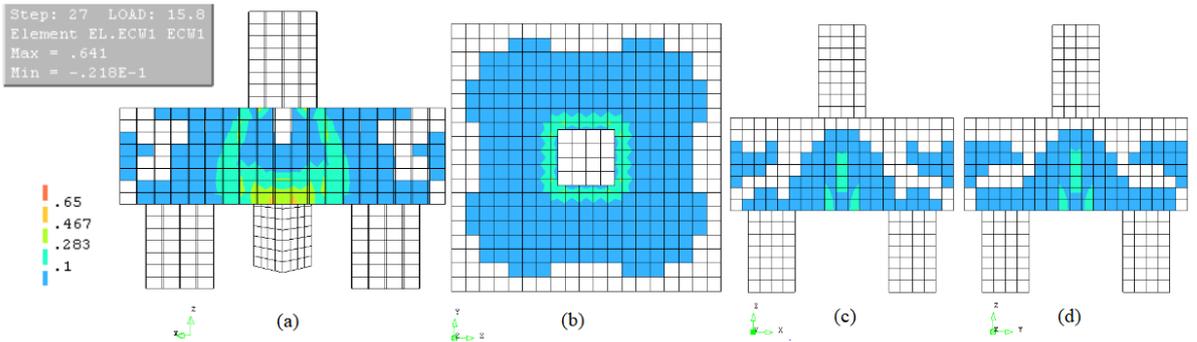
Fonte: a autora.

Figura 67 – Campos de fissuração na ruptura para o modelo 37.11 (Valores máximos da redução das propriedades mecânicas devido à RAA - taxa de expansão 0,2%), com indicação das aberturas maiores do que 0,1 mm. (a) corte diagonal do bloco; (b) vista superior; (c) e (d) vistas laterais.



Fonte: a autora.

Figura 68 – Campos de fissuração na ruptura para o modelo 37.12 (Valores máximos da redução das propriedades mecânicas devido à RAA - taxa de expansão 0,3%), com indicação das aberturas maiores do que 0,1 mm. (a) corte diagonal do bloco; (b) vista superior; (c) e (d) vistas laterais.



Fonte: a autora.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O objetivo deste trabalho foi estudar numericamente o efeito das reduções das propriedades mecânicas do concreto (resistência à compressão, resistência à tração e módulo de elasticidade) consequentes da expansão induzida pela RAA nos resultados de força última, tensões máximas, deformação e fissuração de um bloco de fundação sobre quatro estacas.

6.1 CONCLUSÕES

Os resultados do estudo paramétrico podem ser utilizados para investigar problemas de fissuração, deformação, tensões últimas, expansão e degradação das propriedades mecânicas do concreto devido à RAA. Problemas estes que são importantes para a prática de melhorias sobre o entendimento do assunto tão complexo que é a RAA em estruturas. A partir dos resultados obtidos, pode-se concluir que:

- A primeira etapa foi verificar, ao se variar os parâmetros de: fator de retenção ao cisalhamento (β), energia de fratura na compressão e comprimento da banda de fissura (h), forneciam valores igual ou maiores a força última calculada no capítulo 3 (472 tf). A princípio cinco modelos forneceram os resultados esperados, porém, continuaram variando os parâmetros citados anteriormente. Partiu-se para um refinamento dessa análise paramétrica utilizando os parâmetros de redução das taxas das propriedades mecânicas do concreto de acordo com o nível de expansão. E, concluiu-se que apenas um modelo (modelo 37) apresentou resultados condizentes com o descrito na literatura.
- O fator de retenção ao cisalhamento (β), que significa a parcela de tensões tangenciais que o concreto ainda pode resistir depois de fissurado, quando utilizado com valores próximo a zero as forças última são menores, portanto, menos resistentes. E, que, para valores de $\beta = 0,2$ e $\beta = 0,99$ as forças últimas foram maiores, portanto, mais resistentes. Depois do último refinamento, onde foram aplicadas as taxas de reduções, devido a RAA, nas propriedades mecânicas do concreto, o valor de β escolhido foi de 0,99.

- Para a tolerância do critério de convergência em energia, esse parâmetro foi analisado para testar a sensibilidade dos modelos e saber qual valor conduziria a soluções confiáveis. Percebeu-se que ao se diminuir o valor da tolerância os valores da força última também diminuíram e somente tolerância entre 0,01 e 0,1 forneceram resultados esperados. Porém, depois do último refinamento seguiu-se o estudo numérico usando a tolerância de 0,1.
- Energia de fratura na compressão (G_c) pode variar entre os valores de 50 Gf ou 100Gf, onde Gf é a energia necessária para a propagação de uma fissura de área unitária. Como não se tinha certeza de qual valor usar resolveu-se testar a sensibilidade das respostas dos modelos. Nota-se que este parâmetro não tem grande influência nos modelos. Depois do último refinamento seguiu-se a pesquisa utilizando $G_c = 100$ Gf.
- O comprimento da banda de fissura (h), parâmetro utilizado para suprir a dependência da malha do modelo, forneceu melhores resultados ao se usar o valor calculado e fornecido pelo usuário. No caso, para o concreto utilizado (20 MPa) o valor encontrado foi de 18,528 mm.
- Então, dos 48 (quarenta e oito) modelos testados inicialmente, e de mais 60 (sessenta) modelos para se fazer o refinamento, apenas um modelo (modelo 37) atendeu aos resultados esperados para um modelo numérico simular as consequências de um bloco de fundação sobre quatro estacas de concreto, atacado pela reação álcali-agregado.
- Conclui-se que a modelagem numérica através de uma análise não-linear apresenta vários desafios devido a diversidade de parâmetros que podem influenciar na resposta final. Porém, a análise não-linear se faz necessária quando o objetivo é estimar a carga máxima que a estrutura pode suportar antes de entrar em colapso sendo útil na compreensão do comportamento de uma estrutura. E, que a partir dos dados da análise paramétrica pode-se definir a combinação de parâmetros que representou o comportamento do bloco de fundação sobre quatro estacas de forma mais satisfatória.

Para a análise da influência das reduções das propriedades mecânica do concreto devido a ação da RAA. Primeiramente, na literatura, através de dados experimentais, mostram que existe a redução das propriedades mecânicas do concreto afetados pela RAA em comparação com o concreto sadio. Existem duas opções para lidar com as mudanças nas propriedades mecânicas, relatadas como influenciadas pelo tipo de agregado reativo, pelas condições ambientais e pelo estado de tensão. Uma alternativa consiste em usar diretamente o valor das propriedades do material testado na análise. A outra opção avalia as forças de compressão e tração, e o módulo de elasticidade, em função da expansão livre baseada em equações constitutivas. Ambas as opções desconsideram a natureza direcional da degradação nas propriedades mecânicas causadas pelo nível de tensão. A primeira abordagem foi adotada na pesquisa e implementada no programa de análise.

Com base nos resultados das análises realizadas as seguintes conclusões podem ser feitas:

- Força última:

A ruína dos blocos, à medida que se aumentou as taxas de redução das propriedades mecânicas, aconteceu para menores valores de força última. No nível de expansão máxima de 0,3% a força última teve um decréscimo de 52%, comparando com o concreto sem RAA.

- Deslocamento máximo:

Notou-se que à medida que as taxas de redução das propriedades mecânicas aumentam há um aumento no deslocamento máximo dos modelos podendo chegar à mais de 30% do valor do modelo sem RAA, para o nível de expansão máximo.

- Tensões de compressão máxima:

A análise numérica permitiu a visualização do fluxo de tensões principais de compressão no interior do bloco, permitindo a observação da biela de compressão nos modelos analisados a partir do topo do bloco. Verificou-se que os modelos com RAA apresentam região das bielas bem definidas e com o aumento do nível de expansão o comprometimento do bloco tende a aumentar.

- Tensões de tração máxima:

Pode-se notar que à medida que aumentam as taxas de redução, de acordo com o nível de expansão, há um aumento na redução da tensão de tração máxima podendo chegar em torno de 43% do valor do modelo de referência, para o nível de expansão máxima.

- Abertura de fissura máxima:

A redução das propriedades mecânicas influenciou a abertura de fissuras. Observa-se que as fissuras crescem, em tamanho e quantidade, de acordo com o aumento do nível de expansão (de 0,05% a 0,30%).

O modelo de fissuras distribuídas, utilizado pelo programa, é capaz de formar múltiplas pequenas fissuras por unidade de comprimento, distribuídas por uma determinada área. Essas fissuras podem se propagar como fissuras unitárias, a partir da colocação da carga, fornecendo valores maiores do que o relatado na pesquisa, o que é condizente com resultados observados em estruturas afetadas pela RAA.

Verificou-se que os modelos com RAA apresentam mais fissuras na região das bielas comprometendo mais a capacidade do bloco. Provavelmente, tendo como causa a tensão de tração perpendicular à biela.

À medida que se aumenta o nível de expansão a carga do início da fissuração foi menor concordante com o estado de degradação da estrutura pela ação da RAA.

- Distribuição da fissuração:

Através das figuras das distribuições de fissuração na força última dos modelos 37 são apresentados os campos de fissuração obtidos para os blocos modelados no DIANA, com indicação das respectivas aberturas de fissuras. No geral, os campos de fissuras obtidos apresentam uma boa representatividade do resultado esperado para concretos afetados pela RAA. As aberturas de fissuras se mostraram relativamente maiores nos modelos com reduções das propriedades mecânicas devido à RAA do que para o modelo sem RAA.

A hipótese adotada na análise numérica, de considerar as reduções das propriedades mecânicas em virtude da reação álcali-agregado do concreto, a mesma para todos os elementos finitos do modelo, fornece resultados conservadores, o que é prudente para o caso de aplicações práticas.

Após as diversas simulações efetuadas pode-se dizer que a análise não-linear, para o problema da RAA, pode capturar com precisão os comportamentos referentes à fissuração do bloco analisado.

Por fim, este estudo integra a compreensão dos três principais efeitos da RAA: expansão, fissuração e degradação das propriedades mecânicas do concreto. E, deixa claro que a deterioração das propriedades mecânicas está relacionada com a expansão induzida pela RAA.

6.2 TRABALHOS FUTUROS

Com base nos resultados e observações provenientes desta pesquisa, sugere-se:

- Considerar que as reduções nas propriedades mecânicas do concreto que provavelmente não são uniformes nas direções principais devido a expansão anisotrópica, aspecto que não foi contabilizado na pesquisa.
- Analisar a influência do tipo de agregado nas propriedades mecânicas.
- Avaliar o efeito do coeficiente de Poisson, pois sabe-se que este parâmetro tem um efeito significativo sobre os níveis de confinamento.
- Estudar o aumento da resistência devido ao cisalhamento atribuído ao efeito de confinamento causado pela armadura. Onde, a representação da redução da expansão por RAA em função das tensões de compressão aplicadas e/ ou induzidas pela presença da armadura não foi estudada.
- Variar as dimensões e taxas de armadura do bloco.
- Estudar essas taxas de redução devido à expansão causada pela RAA em blocos de duas e três estacas.

REFERÊNCIAS

- AHMED, T.; BURLEY, E.; RIGDEN, S.; ABU-TARIR, A. I. The effect of alkali reactivity on the mechanical properties of concrete. **Construction and Building Materials**, v. 17, n. 2, p. 123-144, 2003.
- ALONSO, U. R. **Exercícios de fundação**. São Paulo. Editora Edgard Blücher LTDA, 2010.
- ANDRADE, T.; SILVA, J. J. R.; OLIVEIRA, R. A.; FIGUERÔA, J. P.; KIHARA, Y.; PECCHIO, M. Diagnóstico de reação álcali-agregado em blocos de fundação de um edifício público situado na cidade do Recife/PE. In: Simpósio sobre Reatividade Álcali-Agregado em Estruturas de Concreto. 2., 2006. Rio de Janeiro. **Anais [...]**. Rio de Janeiro: IBRACON, 2006.
- ANNUAL BOOK OF ASTM STANDARDS – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM C-1293/08. **Standard Test Method for Determination of Length Change of Concrete Due to Alkali-Silica Reaction**. Philadelphia, 2008.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. A evolução da cultura da prevenção da reação álcali-agregado no mercado nacional. **Concreto e Construções**, v. 83, p. 39-43, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.
- _____. **NBR 6122**: Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.
- _____. **NBR 15577**: Agregados – Reatividade álcali-agregado. Parte 1 à parte 7. Rio de Janeiro: ABNT, 2018.
- BANGERT, F.; KUHL, D.; MESCHKEN, G. Chemo-hygro-mechanical modelling and numerical simulation of concrete deterioration caused by alkali-silica reaction. **International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, v. 28, n. 7-8, p. 689–714, 2004.
- BARROS, Rodrigo. **Análise de blocos de concreto armado sobre duas estacas com cálice totalmente embutido mediante presença de viga de travamento**. 2009. 196f. Dissertação. (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.
- BARROS, Rodrigo. **Análise numérica e experimental de blocos de concreto armado sobre duas estacas com cálice externo, parcialmente embutido e embutido utilizado na ligação pilar-fundação**. 2013. 355f. Tese. (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.

BAZANT, Z.; STEFENS, A. Mathematical model for kinetics of alkali-silica reaction in concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 30, n. 3, p. 419-428, 2000.

BEN FTIMA, M.; LÉGER, P.; BOUSSAHA, F. Nonlinear finite elements for the assessment of hydraulic concrete structures affected by alkali-aggregate reaction: a case study. In: **Swelling Concrete in Dams and Hydraulic Structures**. Chambéry, France: Wiley, p. 176-187, 2017.

BICZOK, I. **Corrosion y protección del hormigón**. Bilbao, España: Ediciones Urmo, p. 275-280, 1972.

BORST et al., Discrete vs smeared crack models for concrete fracture: bridging the gap. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, v. 28, n. 7-8, p. 583-607, 2004.

CAMPOS, L. A. **Análise experimental de bloco de fundação sobre duas estacas, sob carga centrada, para estrutura pré-fabricada**. 2007. 149 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2007.

CAPRA, B.; BOURNAZEL, J.P. Modeling of induced mechanical effects of alkali-aggregate reactions. **Cement and Concrete Research**, v. 28, n. 2, p. 251-260, 1998.

CAPRA, B.; SELLIER, A. Orthotropic modelling of alkali-aggregate reaction in concrete structures: numerical simulations. **Mechanics of Materials**, v. 35, n. 8, p. 817-830, 2003.

CARASEK; HELENA, C.; CASCUDO; OSWALDO; CAETANO, G. Contribuição à previsão de danos para estruturas de concreto atacadas pela reação álcali-agregado. **Revista Concreto e Construções**, São Paulo; n. 83, p. 30-38, jul./set. 2016.

CARVALHO, Maria Rita Pires. **Reação álcali-agregado: sistemas de prevenção e reparo com concreto fibroso**. 2014. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

CEB-FIP, COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON. CEB-FIP: Model code 1990. **Bulletin D'Information, Paris**, n. 203-205. 1993.

CEB-FIP, COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON. CEB-FIP: Model Code 2010. **First complete draft, Lausanne, Switzerland**, 2010.

CSA A23.2-14A. 2014. Potential Expansivity of Aggregates (Procedure for Length Change due to Alkali-aggregate Reaction in Concrete Prisms), CSA A23.2-14: Methods of Test for Concrete, Canadian Standards Association, Toronto, Canada.

CHARLWOOD, R G.; SOLYMAR, S. V.; CURTIS, D. D. A review of álcali aggregate in hydro-eletric plants and dams. In: **Internatinal Conference of Alkali-Aggregate Reaction Hydroelectric Plants and Dams**, 129., 1992, Fredericton, Canada. **Proceedings [...]**. Fredericton, 1992.

COLLINS, R. J.; BAREHAM, P. D. Alkali-silica reaction: suppression of expansion using porous aggregate. **Cement and Concrete Research**, v. 17, n. 1, p. 89-96, 1987.

COMBY-PEYROT, I. **Development and validation of a 3D computational tool to describe damage and fracture due to álcali-silica reaction in concrete structures**. Thesis, École nationale Supérieure des Mines de Paris, 2007.

COMI, C.; KIRCHMAYR, B.; PIGNATELLI, R. Two-phase damage modeling of concrete affected by alkali-silica reaction under variable temperature and humidity conditions. **International Journal of Solids and Structures**, v. 49, n. 23-24, p. 3367-3380. 2012.

COMI, C.; PIGNATELLI, R. **Modeling of degradation induced by alkali-silica reaction in concrete structures**. 2012. 155 f. Tesis (Doctoral in Structural, Seismic and Geotechnical Engineering) - Department of Structural Engineering - Politecnico de Milano, Milano, Italy, 2012.

COUTO, Tiago Andrade. **Reação álcali-agregado: estudo do fenômeno em rochas silicosas**. 2008. 191 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2008.

CROUCH, R. S.; WOOD, J. G. M. Damage evolution in ASR affected concretes. **Engineering Fracture Mechanics**, v. 35, n. 1-3, p. 211- 218, 1990.

DELALIBERA. R. G.; SOUZA. R. K. Q. Verificações das tensões nodais em blocos sobre estacas. In: **70 reuniões anuais da SBPC**. [s. l.]: SBPC. 2010. Disponível em: http://www.sbpcnet.org.br/livro/63ra/conpeex/pivic/trabalhos/RHUAN_KA.PDF. Acesso em:

DIANA. **Finite element analysis: user's manual release 9: analysis procedures**. Delft, Netherlands: TNO DIANA, 636 p., 2005a.

DIANA. **Finite element analysis: user's manual release 9: element library**. Delft, Netherlands: TNO DIANA, 662 p., 2005b.

DIANA. **Finite element analysis: user's manual release 9: material library**. Delft, Netherlands: TNO DIANA, 534 p., 2005c.

DYER, T. **A durabilidade do concreto**. Rio de Janeiro: Editora Ciência Moderna, 2015.

DUNANT, C. F.; SCRIVENER, K. L. Micro-mechanical modelling of alkali-silica-reaction-induced degradation using the AMIE framework. **Cement and Concrete Research**, v. 40, n. 4, p. 517-525, 2010.

ESPOSITO, R.; HENDRIX, M. A. N. Degradation of the mechanical properties in ASR-affected concrete: overview and modeling. In: *Strategies for Sustainable Concrete Structures: numerical modeling*, 2012, Aix-en-Provence, France. **Anais [...]**. Aix-en-Provence, France: SSCS, 2012.

ESPOSITO, R.; HENDRIKS, M.A.N. Structural modelling of ASR-affected concrete: the approach developed in the PAT-ASR project. *In: Nordic-Baltic Miniseminar of Alkali-Aggregate Reactions (AAR) in Concrete*, 11., 2013, Riga, Latvia. **Proceedings [...]**. Riga, 2013.

FAIRBAIRN, E. et al. **Smearred cracking FEM simulation of alkali silica expansion using a new macroscopic coupled model**. Beijing, China: [s. n.], 2004.

FAIRBAIN, E.M.R.; RIBEIRO, F.L.B.; LOPES, L.E.; TOLEDO-FILHO, R.D.; SILVOSO, M. M. Modelling the structural behavior of a dam affected by alkali-silica reaction. **Communications in Numerical Methods in Engineering**. v.22, n.1, p. 1-12, 2005.

FARAGE, M. C. R.; ALVES, J. L. D.; FAIRBAIRN, E. M. R. Macroscopic model of concrete subjected to alkali-aggregate reaction. **Cement Concrete Research**, v.34, n.3, p. 495-505, 2004.

FEENSTRA, P. H.; BORST, R. Aspects of robust computational modeling for plain and reinforced concrete. **Heron**, v.38, n.04, p.3-76, 1993.

FIGUEIRÔA, José do Patrocínio.; ANDRADE, Tibério. **O ataque da reação álcali agregado sobre as estruturas de concreto: a descoberta pioneira da ocorrência do problema em fundações de pontes e edifícios na Região Metropolitana do Recife**. Recife: Ed. Universitária da UFPE, 228 p. 2007.

FLORES, R. G. **Blocos de coroamento de estaca de concreto armado**. 2008. 79 f. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) - Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

FORSTER, S.W. State-of-the-art report on alkali-aggregate reactivity. *In: ACI Committee Report 221.1R*, p. 1-31, 1998.

FURUSAWA, Y.; OHGA, H.; UOMOTO, T. Na analytical syudy concerning prediction of concrete expansion due to álcali-silica reaction. *In: International Conference on Durability of Concrete*, 3., 1994, Nice, France. **Proceedings [...]**. France, 1994.

FUSCO, P. B. **Técnica de armar as estruturas de concreto**. São Paulo: Editora Pini, 1994.

GIACCIO, G., ZERBINO, R., PONE, J.M., BATIC, O.R., Mechanical behaviour of concretes damaged by alkali-silica reaction. **Cement and Concrete Research**, v. 38, p. 993-1004, 2008.

GLASSER, D.; KATAOKA, N. The chemistry of ‘alkali-aggregate’ reaction. **Cement and Concrete Research**, v. 11, p. 1–9, 1981.

GOCEVSKI, V.; YILDIZ, E. **Macro-modelling of AAR-affected hydraulic structures**. Chambéry, France: Wiley. 2017.

GOMES, E. A. O. **Recuperação estrutural de blocos de fundações afetados pela reação álcali-agregado**: a experiência do Recife. 2008. 136 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Católica de Pernambuco, 2008.

GOMES, Geovanne Caetano. **Modelos preditivos de dano aplicados a estruturas de concreto atacadas por reação álcali-silica**: uma revisão sistemática da literatura. 2017. 100 f. Dissertação. (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2017.

GORGA, R. V. **Engineering-based FE approach to appraise slender structures affected by alkali-aggregate reaction (AAR)**. 2018. 152 f. Thesis (Masters of Applied Science in Civil Engineering) - Department of Civil Engineering, University of Ottawa., Ottawa, Canada, 2018.

GRIMAL, E.; SELIER, A.; LE PAPE, Y.; BOURDAROT, E. Creep, shrinkage, and anisotropic damage in alkali-aggregate reaction swelling mechanism: part I: a constitutive model. **ACI Materials Journal**, v. 105, p. 227–235. 2008a.

GRIMAL, E.; SELIER, A.; LE PAPE, Y.; BOURDAROT, E. Creep, shrinkage, and anisotropic damage in alkali-aggregate reaction swelling: part II: identifications of model parameters and applications. **ACI Materials Journal**, v. 105, p. 236–242. 2008b.

GUDMUNDSSON, G.; ÁSGEIRSSON, H. Some investigation of alkali aggregate reaction. **Cement and Concrete Research**, v. 5, n.3, p. 211-219, 1975.

HAFÇI, I. **Effect of alkali-silica reaction expansion on mechanical properties of concrete**. Thesis (MS). Middle East Technical University (Turkey), 2013.

HASPARYK, N. P. **Investigação dos mecanismos da reação álcali-agregado**: efeito da cinza de casca de arroz e da sílica ativa. 1999. 257 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 1999.

HASPARYK, N. P. **Investigação de concretos afetados pela reação álcali-agregado e caracterização avançada do gel exsudado**. 2005. 326 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

HASPARYK, N. P. Reação álcali-agregado no concreto. In: ISAIA, C. G. **Concreto**: ciência e tecnologia. São Paulo: IBRACON, Cap. 27, p. 933-1001, 2011.

HOOBS, D. W. The alkali-silica reaction: a model for predicting expansion in mortar. **Magazine of Concrete Research**, v. 33, n. 117, p. 208-220, 1981.

HOBBS, D. W. **Alkali-silica reaction in concrete**. London: Thomas Telford, 1988.

HUANG, M. PIETRUSZCZAC, S. Modelling of thermomechanical effects of alkali-silica reaction. **Journal of Engineering Mechanics**, v. 125, n. 4, p. 476-485, 1999.

INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE. Constitutive modelling of high strength. **High Performance Concrete Bulletin**, n. 42, Lausanne, Switzerland, 2008.

INSTITUTION OF STRUCTURAL ENGINEERS (ISE). **Structural Effects of Alkali-Silica Reaction**. London: SETO, 36 p., 1992.

JENSEN, V. Alkali-silica reaction damage to Elgeseter Bridge, Trondheim, Norway: a review of construction, research and repair up to 2003. **Materials Characterization**, v. 53, n. 2-4, p. 155-170, 2004.

JOHN ST, D. A. Alkali-aggregate reaction: New Zealand experience. In: SWAMY, R. N. **The Alkali-Silica Reaction in Concrete**. Glasgow; London: Blackie; New York: Van Nostrand Reinhold, p. 265, 1992.

KABIR, S. Imaging-based detection of AAR induced map-crack damage in concrete structure. **NDT&E International**, n. 43, p. 461-469, 2010.

KIHARA, Y. Reação álcali-agregado: aspectos mineralógicos. In: Simpósio Nacional de Agregados, 1., 1986. São Paulo. **Anais [...]**. São Paulo: Escola Politécnica da USP, p. 127-138, 1986.

KOTSOVOS, M. D.; PAVLOVIC, M. N. **Structural concrete: finite element analysis for limit-state design**. [s. l.]: Thomas Telford Publications, 1995.

KUBO, Y.; NAKATA, M., Effect of reactive aggregate on mechanical properties of concrete affected by alkali-silica reaction. In: International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete. 14., 2012, Austin, Texas. **Proceedings [...]**. Austin, Texas: ICAAR, 2012.

KURTIS, K., Chemical additives to control expansion of alkali-silica reaction gel: proposed mechanisms of control. **Journal of Materials Science**, p. 2027-2036, 2003.

LARIVE, C. **Apport combinés de l'expérimentation et de la modélisation à la compréhension de l'alcali-réaction et ses effets mécaniques**. 1997. 327 f. Thèse (Doctorat ès Structures et Matériaux) - École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1997.

LÉGER, P.; COTE, P.; TINAWI, R. Finite element analysis of concrete due to álcali-aggregate reactions in dams. **Computers and Structures**, v. 60, n. 4, p. 601-611, 1996.

LEMARCHAND, E.; DORMIEUX, L.; ULM, F. A micromechanical approach to de modeling of swelling due to alkali-silica reaction. In: Engineering Mechanics Conference, 14., 2001, Austin, Texas. **Proceedings [...]**. Austin, 2001.

LI, K.; COUSSY, O. Concrete ASR degradation: From material modelling to structure assessment. **Concrete Science Engineering**, v. 4, n.13, p. 35-46, 2002.

LI, K.; COUSSY, O. Evaluation de l'état mécanique des ouvrages dégradés par la réaction alcaligranulat. **Revue Française de Génie Civil**, v. 6, n. 5, p. 835–852, 2002.

LI, K.; COUSSY, O. Numerical assessment and prediction method for chemo-mechanical deterioration of ASR-affected structures. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 31, p. 432–439, 2004.

LINDGÅRD, J.; NIXON, P. J.; BORCHERS, I.; SCHOUENBORG, B.; WIGUM, B. J.; HAUGEN, M.; ÅKESSON, U. The EU “PARTNER” Project European standard tests to prevent alkali reactions in aggregates: Final results and recommendations. **Cement and Concrete Research**, v. 40, p. 611–635, 2010.

LOPES, Luciana Ericeira. **Modelagem mecânica e numérica da reação álcali-agregado com aplicação a barragens de concreto**. 2004. 144f. Tese. (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2004.

LOPES, G. M. **Dimensionamento e detalhamento de blocos de fundação para pilares de seções compostas**. 2011. 79 f. TCC (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal de São Carlos. São Carlos, 2011.

MACHADO, C. P. **Elementos especiais estruturais de concreto armado**. São Paulo, FDTE- EPUSP - IPT. (Notas de Aula), v1.1979.

MADUREIRA, E. L. **Simulação numérica do comportamento mecânico de elementos de concreto armado afetados pela reação álcali-agregado**. 2007. 218 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Pernambuco, Recife, 2007.

MARZOUK, H.; LANGDON, S. The effect of alkali-aggregate reactivity on the mechanical properties of high and normal strength concrete. **Cement and Concrete Composites**, v. 25, n. 4-5, p. 549-556, 2003.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: estruturas, propriedades e materiais**. São Paulo: Pini, 2014.

MELÉNDEZ, C.; SAGASETA, J.; SOSA, P. F. M.; RUBIO, L. P. Refined three-dimensional strut-and-tie model for analysis and design of four-pile caps. **ACI Structural Journal**, v. 116, n. 4, p. 15-29. 2019.

MIZUMOTO, C. **Investigação da reação álcali-agregado (RAA) em testemunhos de concreto e agregados constituintes**. 2009. 161 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, Campus de Ilha Solteira. São Paulo. 2009.

MULTON, S. Effect of applied stresses on álcali-silica reaction-induced expansions. **Cement and Concrete Research**. v. 36, n. 5, p. 912-920, 2006.

MULTON, S.; SELIER, A.; CYR, M. Chemo–mechanical modeling for prediction of alkali silica reaction (ASR) expansion. **Cement and Concrete Research**, v. 39, n. 6, p. 490-500. 2009.

MUNHOZ, F. S. **Análise do comportamento de blocos de concreto armado sobre estacas submetidos à ação de força centrada**. 2004. 159 f. Tese (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2004.

NAAR, R. **Modelisation du comportement mécanique du béton par approche multi-physique (couplage chimie-mécanique)**: application à la réaction alcali-silice. Thèse de doctorat. École Nationale Supérieure des Mines de Paris, France, 2010.

NIXON, P. J.; BOLLINGHAUS, R. The effect of alkali aggregate reaction on the tensile strength of concrete. **Durability of Building Materials**, n. 2, p. 243-248, 1985.

NOGUEIRA, Kelson. **Reação álcali-agregado: diretrizes e requisitos da ABNT NBR 15577/2008**. 2010. 93 f. Monografia (Especialização em Construção Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2010.

OBERHOLSTER, R. E.; VAN AARDT, J. H. P.; BRANDT, M. P. Durability of cementitious systems. In: **STRUCTURES AND PERFORMANCE CEMENT**, London: P. Barnes, Applied Science Publishers, 1983. p.380-397. 1983.

OLIVEIRA, D. S. **Análise do comportamento estrutural de blocos de concreto armado sobre cinco e seis estacas**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 2013.

OLIVEIRA, J. R. S. **Modelagem da expansão do concreto devido à RAA com decaimento do módulo de elasticidade**. 2013. 88f. Dissertação. (Mestrado em Ciências) – Universidade Federal do Paraná, Curitiba PR, 2013.

OLIVEIRA, Romilde Almeida de. O colapso do Edifício Areia Branca e novos conceitos de vistorias de edifícios. **Concreto**, ano 34, n. 46, p. 18-21, abr/mai/jun, 2007.

OTOCH, S. Reação álcali-agregado: o que é e como evitar. **Revista IBRACON Concreto e Construções**, n. 83, p. 27- 29, jul./set. 2016.

PALACIO, KESIO. **Practical Recommendations for Nonlinear Structural Analysis in DIANA**. Netherlands. – TNO DIANA BV, June, 2013.

PAN, J.; FENG, Y.; JIN, F.; ZHANG, C., Numerical prediction of swelling in concrete arch dams affected by alkali-aggregate reaction. **European Journal of Environmental and Civil Engineering**, v. 17, n. 4, p. 231-247. 2013b.

PAN, J.; FENG, Y.; XU, Y.; JIN, F. Chemo-damage modeling and cracking analysis of AAR affected concrete dams. **Science China Technological Sciences**, v. 56, n. 6, p. 1449-1457. 2013a.

PAPPALARDO JUNIOR, A. **Uma metodologia para a modelagem matemática de barragens de concreto afetadas pela reação álcali-agregado**. 1998. 180 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 1998.

PAPPALARDO JR, A.; PAULETTI, R. M. O.; PIMENTA, P. M. Simulação numérica da reação álcali-agregado em barragens de concreto. **Revista Mackenzie de Engenharia e Computação**, v.1, n.1, p. 181-199, 2000.

PAPPALARDO Jr. A.; PAULETTI, R. M. O.; CARMONA, T. G.; CARMONA, T. G.; CARMONA FILHO, A. Modelagem computacional da expansão por RAA. **Revista IBRACON Concreto e Construções**, n. 83, p. 61- 68, jul./set. 2016.

PAULON, V. A. **Reações álcali-agregado em concreto**. 1981. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1981.

PECCHIO, M.; KIHARA Y.; BATTAGIN A. F.; ANDRADE T. Produtos da Reação Álcali-Silicato em Concretos de Edificações da Região do Grande Recife - PE. *In*: Simpósio sobre Reatividade Álcali-Agregado em Estruturas de Concreto, 2. Rio De Janeiro. **Anais [...]**. São Paulo: IBRACON, 2006. 1 CD-Rom. 2006.

PESAVENTO, F. et al. Modeling alkali–silica reaction in non-isothermal, partially saturated cement based materials. **Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering**, v. 225, p. 95–115. 2012.

PIGNATELLI, R. **Modeling of degradation induced by alkali-silica reaction in concrete structures**. 2012. 163 f. Tesi (Dottorato in Ingegneria Strutturale, Sismica e Geotecnica) - Politecnico di Milano. Milano, p. 163. 2012.

PLEAU, R.; BÉRUBÉ, M. A.; PIGEON, M.; FOURNIER, B.; RAPHAEL, S. Mechanical behavior of concrete affected by AAR. *In*: INTERNATIONAL CONFERENCE ON ALKALI-AGGREGATE REACTION IN CONCRETE. 8., Kyoto, Japan, 1989. **Proceedings [...]**. Kyoto: ICAAR, 1989

POOLE, A. B. Introduction to álcali-aggregate reaction in concrete. *In*: SWAMY, R. N. **The alkali-silica reaction in concrete**. Glasgow; London: Blackie; New Yourk: Van Nostrand Reinhold, p. 1-29, 1992.

POSTERLLI, M. C. **Modelagem da expansão devido à reação álcali-agregado de concreto armado e reforçado com fibras**. 2017. 168 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 2017.

PRISZKIJLNIK, S. Inspeção e diagnóstico de estruturas de concreto com problemas de reação álcali-agregado. *In: Concreto: ensino, pesquisa e realizações*. Volume 2. Editor: Geraldo C. Isaia. São Paulo: IBRACON, 2 v. 2005.

SANCHEZ, L.; KUPERMAN, S. C. and HELENE, P. Using the accelerated Brazilian concrete prism test (ABCPT) to evaluate alkali aggregate reaction (AAR). **IBRACON Structures and Material Journal**, vol.4, n.4, pp.575-581, 2011.

SANCHEZ, L. F. M. **Contribution to the assessment of damage in aging concrete infrastructures affected by alkali-aggregate reaction**. PhD thesis, Laval University, Department of Geology and Geological Engineering, Quebec, Canada. 2014.

SANCHEZ, L. F. M. et al. Comparative study of a chemo-mechanical modeling for álcali sílica reation (ASR) with experimental evidences. **Construction and Building Materials**, v. 72, p. 301-315, 2014.

SANCHEZ, M.; FOURNIER, B.; JOLIN, M. Reliable quantification of AAR damage through assessment of the Damage Rating Index (DRI). **Cement and Concrete Research**, v. 67, p. 74–92. 2015.

SANCHEZ, L. F. M. et al. Overall assessment of Alkali-Aggregate Reaction (AAR) in concretes presenting different strengths and incorporating a wide range of reactive aggregate types and natures. **Cement and Concrete Research**. v. 93, p. 17-31, 2017.

SANCHEZ, L.; FOURNIER, B.; JOLIN, M.; BSATIEN, J.; MITCHELL, D. Tools for assessing damage in concrete affected by AAR coming from fine and coarse aggregates. **IBRACON Structures and Material Journal**, v. 10, n.1, p. 84-91, 2017.

SABBAG, A. F. **Verificação da existência de reação álcali-agregado no concreto da UHE de Mascarenhas**. 2003. 105 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Paraná, Curitiba 2003.

SAKAI, E. **Análise de blocos de concreto armado sobre estacas**. 2010. 106 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia e Construção Civil) – Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2010.

SALOMÃO, R. C. **Análise da influência do campo higrométrico sobre a reação álcali-agregado**. 2017. 98 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2017.

SAOUMA, V. & PEROTTI, L., Constitutive model for alkali-aggregate reactions. **ACI Materials Journal**, v. 103, n. 3, p. 194–202. 2006.

SAOUMA, V. E.; MARTIN, R. A.; HARIRI-ARDEBILI, M. A.; KATAYAMA, T. A mathematical model for the kinetics of the alkali-silica chemical reaction. **Cement and Concrete Research**, v. 68, p. 184-195, 2015.

SILVA, G. A. da. **Recuperação de blocos de coroamento afetados pela reação álcali-agregado**. 2007. 130 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Católica de Pernambuco, Recife, 2007.

SILVA, M. F. de A. **Desenvolvimento de modelo analítico para determinação da resistência ao cisalhamento de nós de pórtico externos de concreto armado**. 2013. 166 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.

SILVEIRA, Ana Livia Zeitune de Paula. **Estudo da reação álcali-agregado em rochas carbonáticas**. 2006. 194 f. Dissertação (Mestrado em Geologia) - Universidade de Brasília, Brasília, 2006.

SMAOUI, N.; BÉRUBÉ, M. A.; FOURNIER, B.; BISSONNETTE, B. Influence of specimen geometry, orientation of casting plane, and mode of concrete consolidation on expansion due to ASR. **Cement, Concrete and Aggregates**, v. 26, n. 2, p. 1-13, 2004a.

SMAOUI, N.; BÉRUBÉ, M.A.; FOURNIER, B.; BISSONNETTE, B.; DURAND, B. Evaluation of the expansion attained to date by concrete affected by alkali-silica reaction: part I: experimental study. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 31, n. 35, 826-845, 2004b.

SOUZA, R. A. **Concreto estrutural: análise e dimensionamento de elementos com descontinuidades**. 2004. 441 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.

STANTON, T. E. Expansion of concrete through reaction between cement and aggregates. **Proceedings of American Society of Civil Engineers**, v. 66, n. 10, p. 1781-1811, 1940.

STONER, J. G. **Finite element modelling of GFRP reinforced concrete beams**. 2015. 343 f. Thesis (Master of Applied Science in Civil Engineering) - University of Waterloo, Ontario, Canada, 2015.

SWAMY, R. N.; Al-Asali, M. M. Engineering properties of concrete affected by alkali-silica reaction. **ACI Material Journal**, v. 85, n. 5, p. 367–369, 1988.

SWAMY, R. N. **The alkali-silica reaction in concrete**. New York: Van Nostrand Reinhold, 1992.

THOMPSON, G.; CHARLWOOD, R; STEELE, R; CURTIS, D. Mactaquac generating station intake and spillway remedial measures. *In: INTERNATIONAL CONGRESS ON LARGE DAMS*, 18., 1994, Durban; South-Africa. **Proceedings [...]**. Durban: International Commission on Large Dams, 1994.

TRUNK, B.; WITTMAN, F. Experimental investigation into the size dependence of fracture mechanics parameters. *In: International Conference of Fracture Mechanics of Concrete Structures*, 3., 1998, Freiburg, Germany. **Proceedings [...]**. Freiburg: AEDIFICATIO, 1998. p. 1937-1948, 1998.

ULM F. J.; COUSSY, O.; KEFEI, L.; LARIVE, C. Thermo-chemo-mechanics of ASR expansion in concrete structures. **Journal of Engineering Mechanics**, v. 126, n.3, p. 233-242, 2000.

VALDUGA, Laila. **Reação álcali-agregado**: mapeamento de agregados reativo do estado de São Paulo. 2002. 213 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas-SP, 2002.

VALDUGA, Laila. **Influência das condições de ensaio da ASTM C 1260 na verificação da reação álcali-agregado**. 2007. 204 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Resende. **Fundações**: critérios de projeto: investigação de subsolo: fundações superficiais. São Paulo: Oficina de Textos, 2. ed. v. 1, 2011.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Resende. **Fundações**: fundações profundas. São Paulo: Oficina de Textos, 2. ed., v. 2, 2011.

WINNICKI, A., SEREGA, S. & NORYS, F., **Chemoplastic modelling of alkali-silica reaction (ASR)**. *In*: Computational Modelling of Concrete Structures. 2014. EURO-C, v. 2, p. 765–774. 2014.

WOOD, G. M.; JOHNSON, R. A. An engineer's perspective on UK. Experience with alkali-aggregate reaction. *In*: INTERNATIONAL CONFERENCE ON ALKALI-AGGREGATE REACTION IN CONCRETE. 8., 1989, Kyoto, Japan. **Proceedings [...]**. Kioto: ICAAR, 1989.

WOOD, G. M.; JOHNSON, R. A. The appraisal and maintenance of structures with alkali-silica reaction. **Institution of Structural Engineers**, v. 72, n. 2, 1993.

WOOD, G. M.; NORRIS, P.; LEEK, D. Physical Behavior of AAR Damaged Concrete in Structures and in Test Conditions. INTERNATIONAL CONFERENCE ON ALKALI-AGGREGATE REACTION IN CONCRETE, 8., 1989, Kyoto, Japan. **Proceedings [...]**. Kioto: ICAAR, 1989.

XU, Z.; LAN, X.; DENG, M.; TANG, M. A new accelerated method for determining the potential alkali-carbonate reactivity. *In*: INTERNATIONAL CONFERENCE ON ALKALI-AGGREGATE REACTION IN CONCRETE, 11., 2000, Québec, Canada. **Proceedings [...]**. Québec: ICAAR, 2000. p. 129-138.

APÊNDICE A - MODELOS PROPOSTOS NA LITERATURA

Tabela A.1 -Apresentação de alguns modelos propostos na literatura e que descrevem a expansão e os danos induzidos pela RAA

Autor	Cinética	Expansão	Temperatura	Umidade	Deterioração das propriedades mecânicas	Fissuração	Tipo de material	Fluência	Retração	Aplicação	Validação
Ulm et al. 2000	Baseada em Larive (1997)	Isotrópica (Independente do estado de tensão)	Influência da cinética e a variação ao longo do tempo (baseada nas análises térmicas transitórias e na lei de Arrhenius)	Não é considerada	Os valores são considerados constantes	Abordagem de fissuração aproximada (baseado em William & Warnke (1975))	Meio contínuo	Não é considerada	Não é considerada	Nenhuma	Barragem de gravidade 2D e Viga de ponte 2D
Li e Coussy 2002, 2004	Baseada em Larive (1997)	Isotrópica (Independente do estado de tensão)	Influência da cinética e variação com o tempo (baseada em análises térmicas transientes)	Não é considerada	Os valores são considerados constantes	Abordagem de fissuração aproximada	Meio contínuo	Não é considerada	Não é considerada	Nenhuma	Cais da Ponte 2D (Li & Coussy, 2002), pilão da ponte de suspensão 3D (Li & Coussy, 2004) e central hidráulica 3D (instalação de veytaux, Suíça) – (Seignol, <i>et al.</i> , (2016)
Capra & Sellier 2003	Baseado em equações matemáticas para simular a química da formação do gel como uma função da porcentagem da reação dos alcalis	Ortotrópica (dependente do estado de tensão)	Presume-se a influência da cinética, mas é assumida como constante ao longo do tempo (baseada na lei de Arrhenius)	Assume a influência da cinética, mas é dita constante ao longo do tempo.	Não são consideradas como uma função da expansão (apenas resistência à tração e módulo de elasticidade)	Abordagem de fissuração aproximada (baseado em um modelo ortotrópico probabilístico)	Meio contínuo poroso saturado	Não é considerada	Não é considerada	Núcleos de concreto 2D	Vigas idealizadas de concreto armado 2D
Bangert et al. 2004	Baseado em equações químicas propostas pelos autores	Isotrópica (independente do estado de tensão)	Assume-se a influência da cinética (indiretamente), mas é dita como constante ao longo do tempo	Assume-se a influência da cinética, mas é dita variável ao longo do tempo (baseada na abordagem matemática)	São consideradas com uma função da expansão	Abordagem de fissuração isotrópica aproximada	Meio contínuo poroso parcialmente saturado	Não é considerada	Não é considerada	Nenhuma	Vigas idealizadas de concreto 2D não-reforçadas e amostras idealizadas de concreto 2D

Tabela A.1 -Apresentação de alguns modelos propostos na literatura e que descrevem a expansão e os danos induzidos pela RAA

Fairbain et al. e Farage et al. 2004	Baseado em Larive (1997)	Isotrópica (independente do estado de tensão)	Presume-se a influência da cinética e variável ao longo do tempo (baseada na lei de Arrhenius)	Assume a influência da cinética, mas é dita variável ao longo do tempo	Não são consideradas, os valores são ditos constantes e iguais às propriedades do concreto danificado	Abordagem de fissuração aproximada	Meio contínuo poroso saturado	Não é considerada	Não é considerada	Núcleos de concreto 3D testados por Larive (1997)	Barragem de gravidade 3D em concreto (Barragem de Furnas, Brasil)
Saouma & Perotti, 2006	Baseado em Larive (1997) e em Ulm et al. (2000)	Anisotrópica (dependente do estado de tensão) baseada em Multon (2003)	Presume-se a influência da cinética e variável ao longo do tempo (baseada em análises térmicas transientes)	Assume a influência da cinética, mas é dita constante ao longo do tempo	São consideradas em função da expansão	Abordagem de fissuração aproximada	Meio contínuo	Não é considerada	Não é considerada	Núcleos de concreto testados por Multon (2003)	Barragem de gravidade em arco 2D (nome e localização não especificados)
Grimal et al 2008 a e b	Baseada na lei do avanço químico proposta pelos autores	Anisotrópica (dependente do estado de tensão)	Presume-se a influência da cinética, mas é assumida como constante ao longo do tempo (baseada na lei de Arrhenius)	Assume a influência da cinética, mas é dita constante ao longo do tempo, baseada em Poyet et al. (2006)	São consideradas em função da expansão	Abordagem de fissuração aproximada (baseada num modelo ortotrópico probabilístico)	Meio contínuo parcialmente saturado	É considerada	É considerada	Núcleos de concreto 3D testados por Multon & Toutlemonde (2006) e Vigas de concreto armado 3D afetados pela RAA testadas no laboratório por Grimal et al. (2008b)	Estrutura de barragem 3D (represa de Temple-de-Sur, França) por Sellier et al. (2009) e barragem de gravidade 3D (Chambon dam, França) por Chulliat et al. (2017)
Esposito & Hendrix, 2012	Baseada em Larive (1997) e Ulm et al. (2000)	Anisotrópica (dependente do estado de tensão) baseada em Saouma & Perotti (2006) e Multon (2003)	Presume-se a influência da cinética e variável ao longo do tempo (baseada na lei de Arrhenius)	Assume a influência da cinética, mas é dita constante ao longo do tempo	São consideradas em função da expansão	Abordagem de fissuração aproximada	Meio contínuo poroso e saturado	Não é considerada	Não é considerada	Núcleos de concreto 2D testados por Ahmed et al. (2003)	Nenhuma

Tabela A.1 -Apresentação de alguns modelos propostos na literatura e que descrevem a expansão e os danos induzidos pela RAA

Pesavento et al. 2012	Baseada em Larive (1997)	Isotrópica (independente do estado de tensão)	Presume-se a influência da cinética e variável ao longo do tempo (baseada na lei de Arrhenius)	Assume a influência da cinética e variável ao longo do tempo (baseada em Ulm et al. (2000) e Steffens et al. (2003))	São contabilizadas em função da reação – redução linear	É considerada, mas o tipo de abordagem não é mencionado (refere-se apenas que é baseada na teoria do dano isotrópico)	Meio contínuo poroso parcialmente saturado	É considerada (composta por um fluxo e um componente visco elástico)	É considerada	Núcleos de concreto 2D testados por Larive (1997) – temperatura e umidade constantes – e Poyet (2003) – temperatura constante e umidade variável	Nenhuma
Comi et al. 2012	Baseada em Larive (1997)	Isotrópica (dependente do estado de tensão)	Presume-se a influência da cinética e variável ao longo do tempo (baseada em análises de transporte térmico)	Assume a influência da cinética e variável ao longo do tempo (baseada nas análises de transporte de umidade)	São consideradas em função da expansão – apenas o módulo de elasticidade, é baseado em uma curva bilinear obtida a partir de experimentos de Larive (1997) e Multon (2003)	Abordagem de fissuras aproximadas	Meio contínuo poroso parcialmente saturado	Não é considerada	Não é considerada	Núcleos de concreto 2D testados por Larive (1997) e Multon & Toutlemonde (2010), bem como vigas 3D de concreto armado testados por Multon & Toutlemonde (2010)	Barragem de gravidade 2D (Beauharmois dam, Canadá) com os achados comparados a Bérubé et al. (2000) e Kladek et al. (1995)
Pan et al. 2013 a, b	Baseada em Larive (1997)	Anisotrópica (dependente do estado de tensão) baseada em Saouma & Perotti (2006) e Multon (2003)	Presume-se a influência da cinética e variável ao longo do tempo (baseada em Ulm et al. (2000))	Assume a influência da cinética e variável ao longo do tempo (baseada em Capra & Bournazel (1998))	São consideradas em função da expansão (apenas resistência à tração e módulo de elasticidade, baseada em Capra & Sellier (2003))	Abordagem de fissuras aproximadas na plastificação	Meio contínuo	É considerada	Não é considerada	Núcleos de concreto 3D testados por Multon & Toutlemonde (2006) e barragem em arco 3D (barragem kariba, localizada entre a Zâmbia e o Zimbabué) – Pan et al. (2013b)	Barragem de gravidade 3D (barragem de Fontana, EUA) – Pan et al. (2013a)

Tabela A.1 -Apresentação de alguns modelos propostos na literatura e que descrevem a expansão e os danos induzidos pela RAA

Winnick et al. 2014	Baseada em Larive (1997)	Isotrópica (Independente do estado de tensão)	Presume-se a influência da cinética e variável ao longo do tempo (baseada na lei de Arrhenius e análises de transporte de térmico)	Assume a influência da cinética e variável ao longo do tempo (baseada em Capra & Bournazel (1998) e análises de transporte de umidade)	São consideradas em função da expansão	Abordagem de fissuras aproximadas	Meio contínuo	É considerada	Não é considerada	Núcleos de concreto 2D testados por Larive (1997) e Poyet (2003)	Barragem de gravidade 2D (barragem de Fontana, EUA)
Ben Ftima et al. 2017	Baseada em Larive (1997)	Anisotrópica (dependente do estado de tensão) baseada em Saouma & Perotti (2006) e Multon (2003)	Presume-se a influência da cinética e variável ao longo do tempo (baseada em Saouma & Perotti (2006), e análises térmicas transitórias)	Assume a influência da cinética e variável ao longo do tempo (baseada em Saouma & Perotti (2006), e análises de transporte de umidade)	Os valores são considerados constantes	Abordagem de fissuras distribuídas e fissuras aproximadas	Meio contínuo	É considerada	É considerada	Não apresentada	Barragem de gravidade 3D e vertedouro da barragem 3D (nome e localização não especificados)
Govevski & Yildiz, 2017	Linear	Anisotrópica (dependente do estado de tensão)	Presume-se a influência da cinética e variável ao longo do tempo (baseada em análises de transporte térmico)	Assume a influência da cinética e variável ao longo do tempo (baseada em análises de transporte de umidade)	Os valores são considerados constantes	Abordagem de fissuras aproximadas na plastificação	Meio contínuo	Não é considerada	Não é considerada	Não apresentada	Usina hidrelétrica 3D (nome e localização não especificados)

Tabela A.1 -Apresentação de alguns modelos propostos na literatura e que descrevem a expansão e os danos induzidos pela RAA

Gorga et al. 2018	Linear (baseada em Larive (1997) e modificado por Goshayeshi et al. (2018))	Anisotrópica (dependente do estado de tensão) baseada na abordagem proposta por Gautam et al. (2017)	Presume-se a influência da cinética e variável ao longo do tempo (baseada em Goshayeshi et al. (2018))	Assume a influência da cinética e variável ao longo do tempo (baseada em Goshayeshi et al. (2018))	É explicada como uma função da expansão baseada em Sanchez et al. (2017)	Abordagem de fissuras aproximadas na plastificação disponível em (SIMULIA, 2014)	Meio contínuo	É considerada	Não é considerada	Todos esses fenômenos são incorporados em um modelo estrutural de elementos finitos, que é validado por simulações tridimensionais de vigas de concreto armado – testado por Vecchio e Shim (2004), espécimes afetados pela RAA – testado por Sanchez et al. (2016)	Em um píer delgado (ponte) de concreto armado, o Viaduto de Robert Bourassa Charest, no Canadá, que foi avaliado experimentalmente por Sanchez et al. (2016).
-------------------	-----------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------------------------------------	---------------	---------------	-------------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------