

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

INFLUÊNCIA DE PARÂMETROS GEOMÉTRICOS NA AVALIAÇÃO DOS
MECANISMOS RESISTENTES DE JUNTAS COM CHAVE DE CISALHAMENTO
EM LIGAÇÕES VIGA-PILAR: UMA ABORDAGEM NUMÉRICA PELO MÉTODO
DOS ELEMENTOS FINITOS

MAYKON VINICIUS ANDRADE

São Carlos
2025

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

INFLUÊNCIA DE PARÂMETROS GEOMÉTRICOS NA AVALIAÇÃO DOS
MECANISMOS RESISTENTES DE JUNTAS COM CHAVE DE CISALHAMENTO
EM LIGAÇÕES VIGA-PILAR: UMA ABORDAGEM NUMÉRICA PELO MÉTODO
DOS ELEMENTOS FINITOS

MAYKON VINICIUS ANDRADE

Defesa de dissertação de mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Estruturas e Geotecnia

Orientador: Prof. Dr. André Luís Christoforo.

São Carlos
2025



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Folha de Aprovação

Defesa de Dissertação de Mestrado do candidato Maykon Vinícius Andrade, realizada em 05/05/2025.

Comissão Julgadora:

Prof. Dr. Andre Luis Christoforo (UFSCar)

Prof. Dr. Pedro Gutemberg de Alcântara Segundinho (UFES)

Prof. Dr. Afonso Rangel Garcez de Azevedo (UENF)

O Relatório de Defesa assinado pelos membros da Comissão Julgadora encontra-se arquivado junto ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradecer a Deus pela oportunidade que me concedeu de realizar esse mestrado, pois, apesar de tantas dificuldades, Ele continuou me abençoando e me mantendo firme nessa jornada. Porque dEle, por Ele e para Ele são todas as coisas.

Aos meus pais, Mauro Donizete de Andrade e Regina Célia Cintra de Andrade, que sempre me apoiaram em todos os momentos de luta e que conseguiram sempre me incentivar a manter o foco nos estudos.

À minha namorada, Maria Eduarda Paula Silva, que entendeu o sacrifício que é realizar esse estudo e aturou todas as minhas reclamações e desabafos.

À toda minha família, que sempre confiou e acreditou que essa jornada seria possível.

Ao meu primeiro chefe, Rodrigo Maeda, e a toda a equipe da construtora, por terem me dado a oportunidade de aprender trabalhando e que me ensinaram grande parte do que sei hoje, como engenheiro e como homem.

Ao meu amigo, Ygor Moriel Neuberger, que conheci na UFSCar e que me ajudou praticamente todos os dias dessa jornada. Sem ele tenho certeza de que não conseguiria terminar sequer as disciplinas do curso.

Ao meu orientador, professor André Luís Christoforo, que me acolheu de braços abertos quando a vontade de desistir já estava chegando em 100%. Muito obrigado pela paciência, educação e disponibilidade sempre.

Ao Uni-FACEF, centro universitário onde me formei em Engenharia Civil e todo seu corpo docente.

Ao coordenador do curso de Engenharia Civil do Uni-FACEF, Anderson Mendes, por ter sempre apoiado e por ter me notificado da possibilidade desse mestrado na UFSCar.

À UFSCar, por disponibilizar de recursos para que seus alunos tenham sempre o melhor ensino.

RESUMO

Neste trabalho foram usados modelos de estruturas viga-pilar para examinar o comportamento de suas ligações, usando uma chave de cisalhamento. Essa ligação é comumente utilizada no Brasil em obras realizadas com estruturas de concreto pré-moldado. A hipótese é de que com a adição de um graute de concreto soldando a interface viga-pilar com rugosidades (chave de cisalhamento), o consolo ficaria menos sobrecarregado e a chave suportaria um pouco da carga, livrando o consolo de 100% da carga da viga. Não foram encontrados estudos numéricos desse tipo de ligação com chapa de aço, por isso este trabalho se torna tão relevante. Para as simulações numéricas, foi utilizado o método dos elementos finitos e o *software* ABAQUS, e desejou-se ao fim, constatar se há influência na geometria dos dentes da chave de cisalhamento na tensão resistida pelo consolo e qual variável influencia mais. O estudo consistiu na realização de 35 simulações, sendo 28 com alterações no comprimento da viga e geometria da chave, e 7 simulações sem a chave, alterando somente o comprimento da viga para comparação posterior. Através das simulações numéricas, constatou-se a eficiência da chave de cisalhamento quando comparado com o modelo sem chave. Foi concluído que a geometria do dente da chave tal como o espaçamento viga-pilar não são tão significativos para a resistência e o que realmente influencia é o comprimento da viga. Por fim, a chave de cisalhamento que melhor desempenhou foi a chave na viga de 3,80m de comprimento, onde se teve um efeito de alívio de 58,82% quando comparado com o modelo sem a chave.

Palavras-chave: chave de cisalhamento, concreto pré-moldado, estudo numérico e geometria da chave.

ABSTRACT

In this work, models of beam-column structures were used to examine the behavior of their connections, using a shear-key connection. This connection is commonly used in Brazil in constructions carried out with precast concrete structures. The hypothesis is that with the addition of a grout of concrete welding the beam-column interface with roughness (shear key), the console would be less overloaded and the key would support a part of the load, relieving the console of 100% of the beam load. No numerical studies of this type of connection with steel plates were found, which is why this work is so relevant. For the numerical simulations, the finite element method and the *software* ABAQUS were used, and ultimately, it was desired, in the end, to determine whether the geometry of the notch of the shear key influences the stress resisted by the corbel and which variable has the greatest influence. The study consisted of 35 simulations, 28 of which involved changes in the beam length and key geometry, and 7 simulations without the key, altering only the beam length for later comparison. Through the numerical simulations, the efficiency of the shear key was verified when compared to the model without the key. It was concluded that the geometry of the key notch, as well as the beam-to-column spacing, are not as significant for resistance, and what truly influences the results is the length of the beam. Finally, the shear key that performed best was the key in the 3.80m long beam, which achieved a relief effect of 58.82% when compared to the model without the key.

Key-words: shear-key, precast concrete, numerical study and key geometry.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Estrutura de Concreto Pré-moldado em Swansea, Reino Unido.....	13
Figura 1.2 – Hipódromo da Gávea	14
Figura 1.3 – Consolo de concreto	15
Figura 1.4 – Chave de cisalhamento viga-pilar	17
Figura 1.5 – Armadura e concretagem do consolo de concreto.....	21
Figura 1.6 – Acabamento na superfície do pilar após a concretagem do consolo	22
Figura 1.7 – Chave localizada no pé do pilar	23
Figura 1.8 – Variáveis de estudo.....	24
Figura 2.1 – Trajetória das tensões principais em um consolo curto de concreto com $a/h = 0,5$	27
Figura 2.2 – Arranjo da armadura de consolo de concreto	28
Figura 2.3 – Rigidez secante ao momento fletor da ligação viga-pilar	29
Figura 2.4 – Sistema de classificação das ligações.	31
Figura 2.5 – Curva momento-rotação.....	31
Figura 2.6 – Obtenção da rigidez secante negativa em ligações viga-pilar típica (Tipologia 1 e 2)	32
Figura 2.7 – Obtenção da rigidez secante negativa em ligações viga-pilar típica (Tipologia 3 e 4)	33
Figura 2.8 – Obtenção da rigidez secante negativa em ligações viga-pilar típica (Tipologia 5 e 6)	33
Figura 2.9 – Geometria de biela e tirante.....	37

Figura 2.10 – Estrutura de biela e tirante no consolo.....	39
Figura 2.11 – Exemplos de interfaces.....	41
Figura 2.12 – Configuração da chave de cisalhamento com o desenvolvimento de fissuras para casos monolíticos (a), cíclico (b) e por compressão (c).....	42
Figura 2.13 – Modelo de transferência de forças de cisalhamento e das falhas típicas de ruptura da interface de ligação.....	43
Figura 2.14 – História dos Métodos Aproximados.....	45
Figura 2.15 - Representação das superfícies de falha do Modelo CDP.....	50
Figura 3.1 – Data de publicação dos artigos na base de dados Scopus.....	54
Figura 3.2 – Assuntos relevantes (<i>Software VOSViewer</i>).....	61
Figura 4.1 - Valores da análise de sensibilidade.....	62
Figura 4.2 - Análise de sensibilidade com K_c constante e diferentes ângulos de dilatação.....	63
Figura 4.3 - Análise de sensibilidade com ψ constante e diferentes K_c	64
Figura 5.1 – Estrutura viga-pilar modelada no <i>software</i>	69
Figura 5.2 – Estrutura de arame do modelo.....	69
Figura 5.3 – Malha da estrutura.....	70
Figura 5.4 – Curva Força x Deslocamento com deslocamento de 10mm.....	71
Figura 5.5 – Curva Força x Deslocamento com deslocamento de 20mm.....	71
Figura 5.6 – Curva Força x Deslocamento na malha de 25mm.....	72
Figura 5.7 – Tensões Máximas Principais da Armadura.....	73
Figura 5.8 – Dano de compressão do modelo.....	74

Figura 5.9 – Dano de tração do modelo.....	75
Figura 5.10 – Tensões Mínimas Principais do Concreto.....	76
Figura 5.11 – Modelo simétrico executado no <i>software</i>	78
Figura 5.12 – Modelo simétrico e suas restrições.....	79
Figura 5.13 – Curva Força x Deslocamento no modelo simétrico.....	80
Figura 5.14 – Modelagem da V1 no <i>software</i>	81
Figura 5.15 – Tensões Mínimas Principais do Concreto da V1.....	82
Figura 5.16 – Tensões Máximas Principais do Aço da V1.....	83
Figura 5.17 – Dano à Tração do Concreto da V1.....	85
Figura 5.18 – Dano à Compressão do Concreto da V1.....	86
Figura 5.19 – Tensões Mínimas Principais do Concreto da V29.....	88
Figura 5.20 – Tensões Máximas Principais do Aço da V29.....	89
Figura 5.21 – Dano à Tração do Concreto da V29.....	91
Figura 5.22 – Dano à Compressão do Concreto da V29.....	92
Figura 5.23 – Comparativo entre os conjuntos de vigas.....	95
Figura 5.24 – Comparativo entre as melhores vigas.....	98

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Classificação das Ligações.	30
Tabela 2.2 – Coeficientes de atrito recomendados pelo PCI (2010)	36
Tabela 2.3 – Análise de refinamento de malha.....	47
Tabela 3.1 – Revisão Sistemática com autor, ano e título da publicação.....	55
Tabela 3.2 – Filtro aplicado na revisão sistemática.....	58
Tabela 5.1 – Conjunto de Vigas	94
Tabela 5.2 – Comparação Força de Pico entre as Vigas	98
Tabela 5.3 – Resultados Comparativos	101

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	13
1.1 Objetivos da Pesquisa	18
1.1.1 Objetivos específicos	18
1.2 Justificativa	19
1.3 Estrutura da Dissertação.....	24
2. ASPECTOS FUNDAMENTAIS	26
2.1 Normas Regulamentadoras	26
2.1.1 ABNT NBR 9062/2017	28
2.1.2 PCI (2010)	34
2.1.3 EUROCODE 2.....	38
2.1.4 CEB-FIP	41
2.2 Método dos Elementos Finitos.....	43
2.2.1 Análise de Malha.....	46
2.3 <i>Concrete Damage Plasticity</i> (CDP).....	47
2.3.1 Tensão adicional da taxa de decomposição.....	48
2.3.2 Relações tensão-deformação.....	48
2.3.3 Variáveis de endurecimento	49
2.3.4 Critério de escoamento	49
2.3.5 Regra de fluxo	51
2.3.6 Regularização viscoplástica	51
2.4 Faixa de Valores dos parâmetros do CDP.....	52
2.5 Modelo Constitutivo do Aço	52

2.6 Conclusões dos Aspectos Fundamentais	53
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	54
3.1 Conclusões da Revisão Bibliográfica.....	60
4. MATERIAL E MÉTODOS	62
4.1 Calibração e estudo paramétrico	62
4.2 Análise dos resultados.....	64
5. RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	65
5.1 Dimensionamento da viga	65
5.2 Modelagem no <i>Software</i>	69
5.3 Modelagem das vigas com chave de cisalhamento.....	80
5.4 Comparação e Discussão de Resultados	94
6. CONCLUSÕES.....	102

1. INTRODUÇÃO

O concreto pré-moldado é uma técnica de construção que consiste em fabricar elementos de concreto, como pilares, vigas, terças, paredes, lajes alveolares, consolo, entre outros, fora do canteiro de obras. A vantagem desse método construtivo é a redução no tempo de construção, otimização de recursos e uma qualidade maior. A desvantagem de uma construção em concreto pré-moldado é que a mão de obra precisa ser bastante qualificada, uma vez que o método não admite erros.

Esse método começou a realmente ser desenvolvido após a Primeira Guerra Mundial, durante os anos 1920 a 1940, quando se iniciaram as melhorias na resistência dos materiais, otimização do design e na durabilidade e resiliência dos elementos(ELLIOTT, 2017).

Entre 1897 e 1898, foi construído a primeira estrutura de concreto pré-moldado no Reino Unido, na cidade de Swansea, como mostra a Figura 1.

Figura 1.1 – Estrutura de Concreto Pré-moldado em Swansea, Reino Unido



Fonte: Elliott, 2017.

Segundo Vasconcelos (2002 *apud* Oliveira, 2015), no Brasil, a primeira construção em pré-moldado que se tem registro é o Hipódromo da Gávea, no Rio de Janeiro. Também conhecido como Jockey Clube Brasileiro, que é usado até os dias atuais. (Figura 1.2).

Figura 1.2 – Hipódromo da Gávea



Fonte: CitySeeker, 2023.

Para realizar a montagem de todos os elementos pré-moldados em uma obra, são necessários sistemas de apoios e ligações que são de extrema importância para as considerações de cálculo da estrutura (FALEIROS JUNIOR, 2018).

Existem diversos tipos de ligações, tais como: ligação do pilar ao bloco tipo cálice, conhecido também como “bloco picolé”, ligação laje alveolar na viga, ligação viga-pilar, entre outros. Entretanto, o objeto de estudo da presente pesquisa consiste nos consolos, que podem ser executados ao mesmo tempo da concretagem de vigas e pilares, ou posteriormente através de formas metálicas ou de madeira. Um exemplo de consolo pode ser visto na Figura 1.3.

Figura 1.3 – Consolo de concreto



Fonte: Próprio autor.

Os consolos são estruturas tridimensionais cúbicas ou trapezoidais de concreto armado que têm a função de fazer a ligação viga-pilar e são extremamente utilizados na indústria dos pré-fabricados.

Normas e regulamentos nacionais e internacionais fornecem modelos analíticos para o dimensionamento de consolos, como a ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) com a norma NBR 6118 (2014), o Eurocode 2 (1992), utilizado na Europa, e o PCI (Precast/Prestressed Concrete Institute) com suas publicações técnicas. Esses documentos estabelecem critérios e procedimentos para o cálculo das dimensões e armaduras necessárias para garantir a segurança e a eficiência estrutural desses elementos. Através de métodos específicos e modelos de análise, tais normas e regulamentos buscam assegurar que os consolos suportem adequadamente as cargas a que estão submetidos, considerando aspectos como resistência dos materiais, distribuição de cargas, efeitos de deformação e fatores

ambientais, contribuindo assim para a padronização e a segurança das estruturas de concreto armado e protendido.

Estruturas de concreto armado podem ser divididas em dois grupos de regiões, chamadas regiões “B” e “D”. Nas regiões “B” (Bernoulli), a distribuição da deformação é linear e existem maneiras bem conhecidas que permitem realizar o dimensionamento adequado. Por outro lado, as regiões “D”, são regiões de descontinuidade de tensões, ou seja, as distribuições tanto da deformação quanto das tensões não são lineares, mesmo para materiais elásticos, e o dimensionamento deve ser estabelecido com a ajuda de métodos mais avançados. As descontinuidades que aparecem na região “D” podem ser divididas em geométricas e estáticas (MICHAŁ; ANDRZEJ, 2018).

Segundo a NBR 9062:2017, os consolos podem ser classificados de três maneiras diferentes para realização do cálculo: a altura útil na interface de ligação, a largura de contato e o ponto de aplicação da força. Com esses valores, os consolos são classificados como consolos muito curtos, curtos ou em balanço.

Os consolos são responsáveis por suportar esforços horizontais e verticais gerados por algum elemento apoiado sobre eles, normalmente uma viga. Para o seu dimensionamento, faz-se necessário considerar suas dimensões, local de atuação dos esforços assim como as tensões geradas no concreto. Dessa forma, quanto maior os esforços considerados, maior serão as dimensões do consolo e maior será a taxa de armadura dos tirantes (FALEIROS JUNIOR, 2018).

Segundo Neuberger *et al.* (2023), geralmente a ruína do consolo ocorre na biela, que é uma região de perturbação de tensões, tornando-se ainda mais difícil de os modelos analíticos preverem os resultados dos modelos experimentais. Por esse motivo, existe um sistema de ranhuras realizadas na interface da viga e do pilar, para que assim o consolo seja responsável por somente uma parte do esforço total, possibilitando assim a redução das suas dimensões. Essa ligação é nomeada de chave-cisalhamento, onde as tensões são transmitidas ao pilar, reduzindo a tensão suportada pelo consolo.

A chave de cisalhamento é bastante utilizada, porém nem sempre é de conhecimento do projetista a função estrutural que ela possui, pois, por ser uma região de perturbação de tensões, o cálculo de quanto essa chave absorve fica bastante

complicado de ser realizado. A Figura 1.4 mostra o que é a chave de cisalhamento na viga, cabendo destacar que, para o preenchimento da chave de cisalhamento, geralmente se considera um graute. No trabalho de Faleiros (2018), foi caracterizado o material utilizado como graute, cuja resistência também será considerada neste presente trabalho.

Figura 1.4 – Chave de cisalhamento viga-pilar



Fonte: Próprio autor.

Na parte superior do consolo, existem alguns tipos de apoio, como argamassa, almofada elastomérica e chapa de aço. Por conta de sua rigidez, o apoio através de chapa de aço é comumente utilizado, assim como considerado na pesquisa de Abu-Obaida et al. (2020), que realizaram um estudo numérico acerca de consolos de concreto reforçados internamente com polímeros de fibra de vidro. Para tanto, os autores utilizaram uma chapa de aço como apoio nos consolos.

A geometria da chave de cisalhamento não é consenso no projeto, uma vez que, com a dificuldade de calcular sua influência, fica ainda mais difícil definir qual a geometria a ser utilizada e se, ao mudar a geometria, haverá também alteração nos resultados de carga suportada.

Além da geometria, outras variáveis também podem influenciar no comportamento da chave de cisalhamento, como o comprimento da viga, distância entre viga e pilar, entre outros.

É de conhecimento geral que a chave de cisalhamento pode influenciar positivamente ao aliviar as tensões sobre o consolo, resultado esse constatado na pesquisa desenvolvida por Faleiros Junior (2018), que avaliou, por meio da experimentação, a influência da chave de cisalhamento em relação a carga efetivamente atuante no consolo, tendo sido considerada a inserção da almofada elastomérica. Entretanto, por serem várias as variáveis a serem consideradas, não se sabe ainda quais dessas realmente influenciam no desempenho da chave assim como qual a variável de maior influência, respostas que podem ser obtidas via simulação numérica por meio de um estudo paramétrico adequado.

1.1 Objetivos da Pesquisa

Este trabalho tem como objetivo geral avaliar a influência da chave de cisalhamento na absorção de tensões e do carregamento em função do comprimento da viga, da geometria dos dentes da chave de cisalhamento (profundidade) assim como do número de dentes.

Para tanto, serão desenvolvidas simulações numéricas via o método dos elementos finitos considerando-se 7 comprimentos distintos das vigas (5m, 4,8m, 4,6m, 4,4m, 4,2m, 4m e 3,8m), 2 alturas de dentes (4cm e 8cm) e 2 espaçamentos (4cm e 6cm) diferentes entre a viga e o pilar. Dessa forma, serão realizadas 28 simulações numéricas além de 7 outras de referência (para efeito de comparação), em que a chave de cisalhamento não será considerada.

1.1.1 Objetivos específicos

Este estudo possui dois objetivos específicos. O primeiro consiste na identificação da hierarquia da ordem de significância das variáveis estipuladas no

estudo paramétrico sobre o desempenho mecânico da chave de cisalhamento sobre o consolo. Para tanto, a análise de variância (ANOVA, 5% de significância) de um modelo de regressão linear será aplicada, consistindo em uma análise de sensibilidade dos parâmetros.

O segundo objetivo específico consiste na verificação de uma possível combinação entre as variáveis responsáveis por maximizar o valor da razão entre a força absorvida pela chave de cisalhamento e a força atuante consolo. Tal análise será feita para cada um dos 7 comprimentos estabelecidos no estudo paramétrico, o que implica que o comprimento deixará de ser uma variável livre. Para tanto, modelos de regressão quadrático (termos isolados, produto de termos e termos elevados a segunda potência) serão testados.

Dessa forma, as questões levantadas na presente pesquisa são:

- Existem configurações dos parâmetros (comprimento da viga, profundidade e espaçamento dos dentes) estabelecidos no estudo paramétrico que impactam significativamente na redução do valor da carga absorvida pelo consolo?
- Qual das três variáveis avaliadas mais interfere no desempenho da chave de cisalhamento?
- Fixando o comprimento das vigas, existem combinações entre o número e o espaçamento entre os dentes responsável por maximizar a carga absorvida pela chave de cisalhamento ou por minimizar a carga atuante no consolo?

1.2 Justificativa

Por ser uma técnica amplamente utilizada na construção civil, existem poucos artigos e pesquisas publicados sobre o tema. É bem provável que a alteração nas variáveis citadas influencie no resultado da absorção de tensões pela chave de cisalhamento. Dessa forma, além de determinar a variável de maior significância, deseja-se conhecer também quais as melhores combinações (para cada comprimento de viga considerado) entre número de dentes e sua geometria responsável por maximizar o valor da carga absorvido pela chave de cisalhamento.

É provável que a chave de cisalhamento não seja amplamente utilizada em projetos por dois fatores: O primeiro se dá pela falta de conhecimento e dificuldade de prever essas tensões no cálculo estrutural. O segundo é justamente pela segurança,

uma vez que, adotando os valores da parcela de carregamento que a chave de cisalhamento absorve, o consolo não seria totalmente solicitado, o que implica na possibilidade de redução das dimensões e da taxa de armadura.

Quando se obtém o conhecimento de como calcular e prever as tensões que a chave conseguirá absorver fixado o comprimento da viga, é mais fácil de incluir esses valores no projeto. Para empresas de fabricação de peças em concreto pré-moldado, o cálculo exato dessa chave de cisalhamento pouparia diversos metros cúbicos de concreto, quilos de aço utilizado nos tirantes e economizaria recursos financeiros para a fábrica e para o usuário final. Além disso, o impacto sustentável ao reduzir esses valores também seria de grande valor.

Ademais, a fabricação de consolos é uma das partes mais onerosas para a produção, pois, caso sejam realizados junto com a concretagem do pilar ou viga, faz-se necessário uma adequação à fôrma, muitas vezes danificando-a para que essa possua a abertura necessária para concretagem do consolo. Caso a fabricação do consolo seja feita posteriormente à concretagem da peça, um grande esforço será dispendido para a fabricação da fôrma exclusiva para cada consolo, e a mão de obra utilizada também terá que ser qualificada.

Com a utilização da chave de cisalhamento, nenhuma etapa da fabricação do consolo será alterada, porém, caso o consolo seja de fato menor, com menos armadura, o trabalho para sua fabricação se torna menor e mais rápido, facilitando sua execução na obra. Na Figura 1.5 é possível ver a execução de consolos com formas de madeira após a concretagem do pilar.

Figura 1.5 – Armadura e concretagem do consolo de concreto



a) Armadura do consolo antes de sua concretagem



b) Consolo concretado dentro da fôrma de madeira

Fonte: Próprio autor.

Após a concretagem do consolo, é necessário aguardar o tempo de secagem do concreto para a retirada das fôrmas. No caso da obra em que as fotos foram tiradas, as fôrmas eram retiradas no dia subsequente à concretagem. Após a retirada das formas, era realizado o acabamento no pilar (Figura 1.5), pois por conta de o consolo ser concreto posteriormente à concretagem do pilar, o entorno da região do consolo ficava bastante grosseiro, uma vez que para a desdobra dos aços do consolo era necessário a danificação da capa de concreto nessa região.

Figura 1.6 – Acabamento na superfície do pilar após a concretagem do consolo



Fonte: Próprio autor.

Existe uma técnica bastante comum à chave de cisalhamento viga-pilar, que é essa chave na interface da base do pilar e no cálice da fundação, porém por ser uma região de confinamento, não se tem a mesma preocupação que na região do consolo. Na Figura 1.7 é possível ver essa chave na base do pilar executada in loco. A “fôrma” utilizada para execução dos dentes dessa chave no pilar era realizada com pedaços de madeirite, e alocados no pilar antes da concretagem. Como essa chave não era explícita em projeto, não havia detalhe sobre geometria e espaçamentos.

Figura 1.7 – Chave localizada no pé do pilar



a) Madeirite no pé do pilar

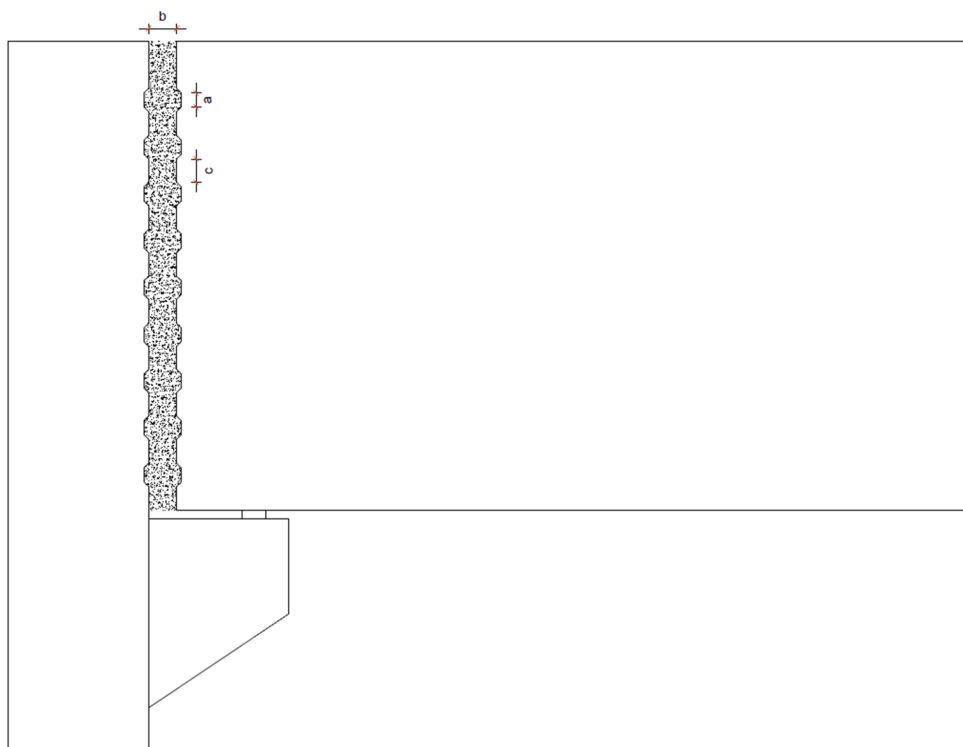


b) Pé do pilar com rugosidade

Fonte: Próprio autor

A Figura 1.8 ilustra em detalhes como é a ligação viga-pilar com a chave de cisalhamento, auxiliando no melhor entendimento acerca de onde ocorrerão as alterações realizadas oriundas da proposta da presente pesquisa. As variáveis a serem estudadas são mostradas através da nomenclatura “a”, “b” e “c”, além do comprimento da viga.

Figura 1.8 – Variáveis de estudo



Fonte: Próprio autor.

1.3 Estrutura da Dissertação

Além do presente capítulo (Introdução), na dissertação são considerados:

- **Capítulo 02 (Aspectos Fundamentais):** Esse capítulo é alternativo. Foi incorporado a dissertação com o objetivo de separar a fundamentação da revisão de literatura, uma vez que a revisão é também responsável por possibilitar evidenciar o nível de contribuição da pesquisa. Dessa forma, aspectos normativos, fundamentação do método dos elementos finitos, modelo para a representação do comportamento do concreto (*Concrete Damaged Plasticity* - CDP), entre outros serão abordados;

- **Capítulo 03 (Revisão Bibliográfica):** Nesse capítulo, por meio de uma revisão bibliográfica literatura, serão elencados todos os trabalhos correlatos, possibilitando evidenciar as contribuições da presente pesquisa frente as demais;

- **Capítulo 04 (Material e Métodos):** Nesse capítulo serão apresentados os detalhes do estudo paramétrico proposto, das respectivas simulações (35 ao todo) e dos modelos de regressão múltipla (avaliados pela ANOVA) para a avaliação da

influência dos parâmetros de maior significância assim bem como da combinação desses (para cada comprimento da viga) na maximização da força absorvida pela chave de cisalhamento;

- **Capítulo 05 (Resultados e Discussão):** Nesse capítulo são apresentados os resultados obtidos de todo o estudo paramétrico, que tem como propósito responder as questões da pesquisa levantadas anteriormente.

Para o presente Exame de Qualificação, os resultados e a discussão serão *parciais*, em que será apresentada a validação da modelagem por elementos finitos de uma estrutura avaliada experimentalmente na pesquisa de FALEIROS JUNIOR, 2018, para que possa dar sequência ao desenvolvimento do estudo paramétrico. Os modelos analíticos das normas ABNT NBR:9062/2017, PCI (2010) e Eurocode 2 também serão aplicados sobre os resultados experimentais da pesquisa de FALEIROS JUNIOR, 2018, com o propósito de verificar a precisão desses na estimativa da FALEIROS JUNIOR, 2018.

- **Capítulo 06 (Conclusões):** Nesse capítulo são apresentadas as conclusões da pesquisa, de maneira a responder as questões geradas com base nos objetivos. Também serão apresentadas propostas para trabalhos futuros.

- **Capítulo 07 (Cronograma de atividades):** Esse capítulo é exclusivo do texto associado ao exame de qualificação. Para tanto, serão evidenciadas as atividades cumpridas até o presente momento assim como as atividades que deverão ser cumpridas até o término da dissertação.

2. ASPECTOS FUNDAMENTAIS

Este capítulo tem como propósito apresentar os aspectos conceituais que norteiam o desenvolvimento da presente pesquisa, de maneira a introduzir os assuntos considerados fundamentais para a melhor compreensão da presente proposta, cabendo destacar que a Revisão Bibliográfica, apresentada no próximo Capítulo, tem como foco a apresentação, via revisão da literatura, dos trabalhos correlatos à proposta dessa pesquisa, de maneira a evidenciar possíveis contribuições.

Dos aspectos fundamentais, procura-se apresentar:

- As premissas e os métodos de cálculo dos consolos segundo as normas ABNT NBR 9062 (2017), PCI (2010), Eurocode 2 – CEN (2004) e a CEB-FIP (2013). Tais métodos serão aplicados também sobre as estruturas idealizadas do estudo paramétrico, possibilitando assim avaliar a precisão de ambas;

- Os fundamentos do Método dos Elementos Finitos (MEF) aplicado na análise de estruturas, que consiste em um método de subdomínios utilizado na solução de problemas expressos na forma forte (equação diferencial) ou fraca (variacional) do respectivo problema de valor de contorno;

- Os fundamentos do *Concrete Damage Plasticity* (CDP), que consiste no modelo matemático utilizado na descrição do desempenho mecânico das estruturas de concreto reforçado. Para o uso do CDP, faz-se necessário o estabelecimento de alguns parâmetros, que serão apresentados e discutidos oportunamente nesse Capítulo;

- Os fundamentos do critério de falha, para representação do comportamento do aço utilizado como reforço nas estruturas de concreto.

Por fim, são apresentadas as conclusões dos aspectos fundamentais.

2.1 Normas Regulamentadoras

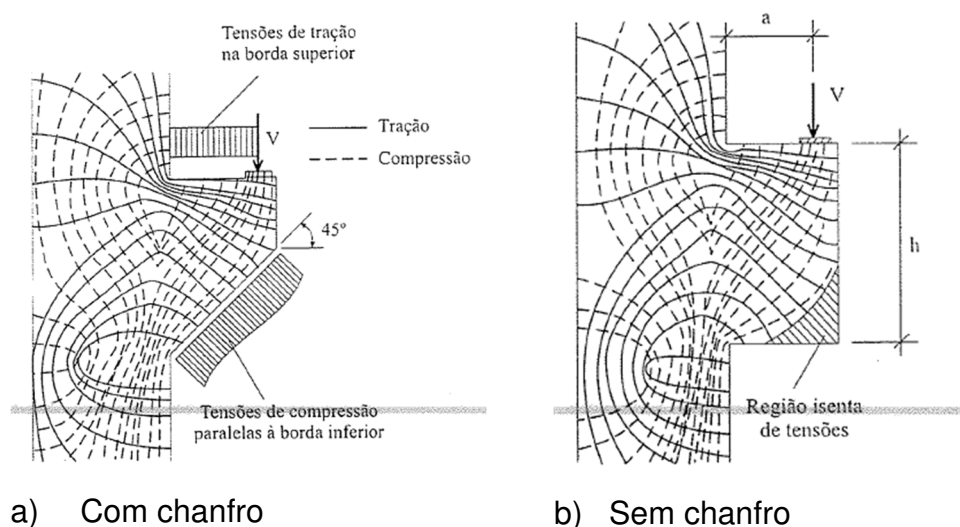
A ligação viga-pilar deve resistir aos esforços de cisalhamentos gerado pelo peso próprio da viga ou sobrecarga. Dessa maneira, a chave de cisalhamento será executada através de ranhuras feitas na interface da viga e do pilar para auxiliar na resistência dessas tensões.

As forças de cisalhamento podem ser transferidas por meio do concreto ou através da armadura, sendo que a transferência pelo concreto pode ser pela adesão, atrito ou pela chave de cisalhamento. Já a transferência pela armadura pode ocorrer com barras cruzando a ligação ou com conectores metálicos, unidos por solda ou parafuso (EL DEBS, 2000).

Segundo El Debs (2000), experimentos desenvolvidos por Franz e Niedenhoff, possibilitaram concluir que:

- a) a parte inferior do consolo não é muito solicitada, fazendo com que consolos chanfrados não possuam resistência inferior aos cúbicos, como é possível ver na Figura 2.1;
- b) a armadura principal do consolo fica na sua região superior e é conhecida como armadura do tirante, uma vez que as isostáticas de tração na parte superior do consolo são praticamente horizontais, com a tensão constante desde o ponto de aplicação da força até a seção na face do pilar;
- c) A formação da biela acontece porque as tensões de compressão partem do ponto de aplicação da força até a base do consolo;
- d) Os estribos verticais não têm funcionalidade nos consolos, fazendo com que as tensões de tração possam ser absorvidas por estribos horizontais.

Figura 2.1 – Trajetória das tensões principais em um consolo curto de concreto com $a/h = 0,5$



Fonte: (El Debs, 2000)

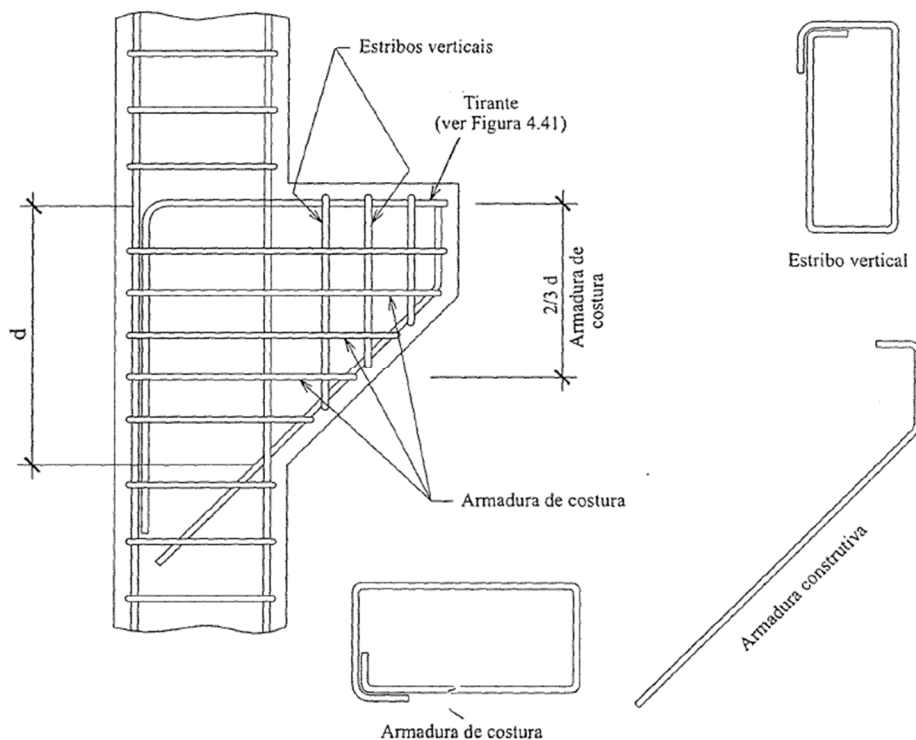
2.1.1 ABNT NBR 9062/2017

Para realizar o cálculo dos consolos, a norma NBR 9062/2017 indica os seguintes valores para certos intervalos da razão entre as variáveis “a”, que é a distância da face do pilar até o centro do apoio em cima do consolo e “d” que é a altura total do consolo:

- Para $1,0 < a/d \leq 2,0$: cálculo como viga em balanço, aplicando o disposto na ABNT NBR 6118;
- Para $0,5 \leq a/d \leq 1,0$ (consolos curtos): o dimensionamento é feito segundo o modelo matemático de uma treliça de barras, uma tracionada ou tirante e outra comprimida ou biela, e as demais como barras da armadura de costura;
- Para $a/d \leq 0,5$ (consolos muito curtos): dimensionamento é feito supondo a ruptura ao longo do plano de ligação do consolo com seu suporte.

Na Figura 2.2 é possível ver a distribuição da armadura de um consolo. Na parte superior a armadura do tirante, as armaduras de costura e os estribos verticais, ressaltando a irrelevância de um consolo cúbico por conta da região isenta de tensões na parte inferior.

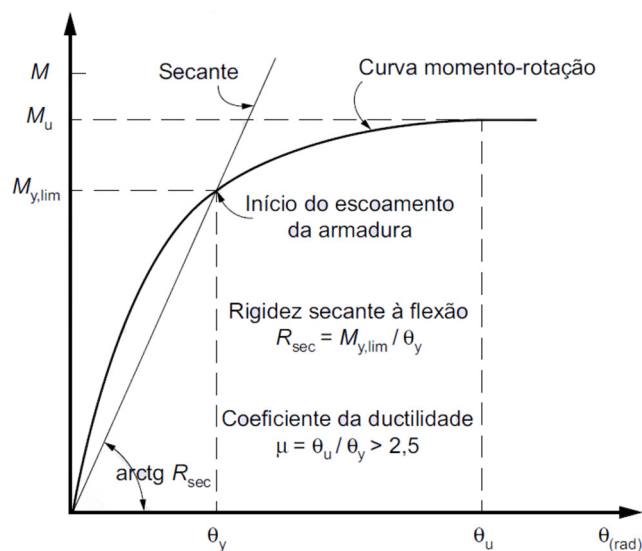
Figura 2.2 – Arranjo da armadura de consolo de concreto



Fonte: (El Debs, 2000)

A norma brasileira contempla a análise da estabilidade de estruturas pré-moldadas, classificando-as em seis tipos para descobrir sua rigidez secante. A rigidez ao momento fletor de uma ligação viga-pilar é definido pela sua relação momento-rotação conforme mostra a Figura 2.3.

Figura 2.3 – Rigidez secante ao momento fletor da ligação viga-pilar



Fonte: Adaptado de ABNT NBR 9062:2017

Da Figura 2.3, tem-se que:

R_{sec} – rigidez secante da curva momento-rotação da ligação viga-pilar;

$M_{y,lim}$ – momento-limite no início do escoamento da armadura de descontinuidade da ligação viga-pilar;

M_u – momento último na extremidade da viga no limite de plastificação da ligação viga-pilar;

θ_y – rotação relativa viga-pilar no início do escoamento da armadura de continuidade;

θ_u – rotação relativa viga-pilar máxima no limite de plastificação da ligação;

μ – coeficiente de ductilidade da relação momento-rotação da ligação viga-pilar.

A rigidez secante pode ser escrita na forma de fator de restrição da ligação α_r , conforme Equação 1:

$$\alpha_r = \left(1 + \frac{3 \cdot EI_{sec}}{R_{sec} \cdot l_{ef}} \right)^{-1} = \frac{\theta_1}{\theta_2} \quad (1)$$

em que EI_{sec} é a rigidez secante da viga considerada na análise estrutural, l_{ef} consiste no vão efetivo entre os centros de giros nos apoios da viga e R_{sec} é a rigidez secante ao momento fletor da ligação viga-pilar.

Como consta na Equação 1, o fator de restrição pode ser expresso em termos da relação entre a rotação θ_1 da extremidade da viga e a rotação combinada θ_2 da viga e da ligação, conforme Figura x.

Ferreira (2002) classificou as ligações em 5 zonas de acordo com o fator de restrição, como mostra a Tabela 2.1.

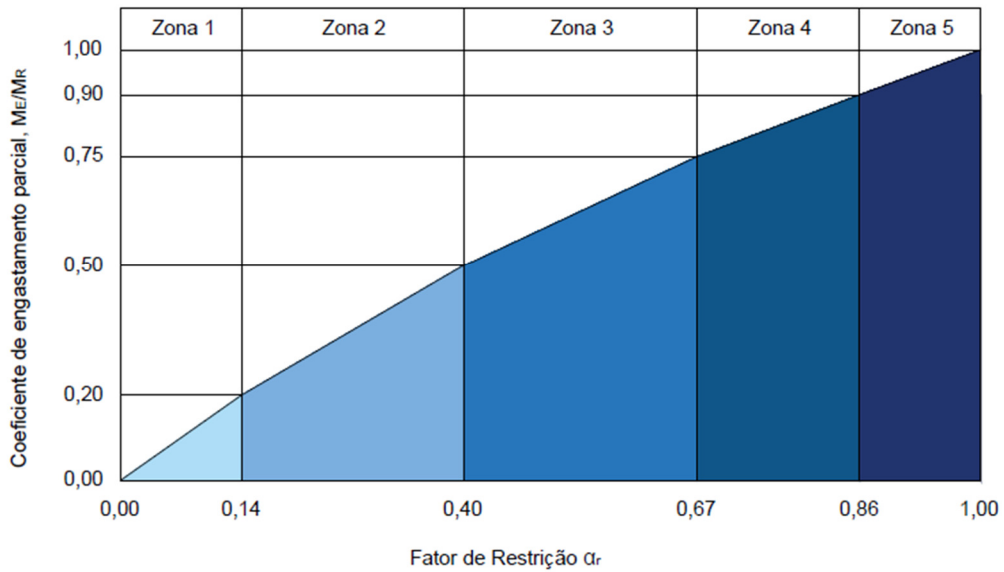
Tabela 2.1 – Classificação das Ligações

Fator de Restrição α_r	Zona	Classificação
$0 \leq \alpha_r < 0,14$	I	Articulada
$0,14 \leq \alpha_r < 0,4$	II	Semirrígida com baixa resistência à flexão
$0,4 \leq \alpha_r < 0,67$	III	Semirrígida com resistência média à flexão
$0,67 \leq \alpha_r < 0,86$	IV	Semirrígida com alta resistência à flexão
$0,86 \leq \alpha_r < 1$	V	Rígida

Fonte: Adaptado de Ferreira, El Debs e Elliot (2002)

Quando o valor do alfa se aproxima de 0, tem-se uma articulação perfeita, e quando ele possui o valor de 1, tem-se o engaste perfeito. Na Figura 2.4 é possível observar a relação entre os fatores de restrição e o coeficiente de engastamento parcial. O engastamento parcial é dado pela razão entre o momento fletor de engastamento parcial (M_E) e o momento fletor de engastamento perfeito da ligação (M_R).

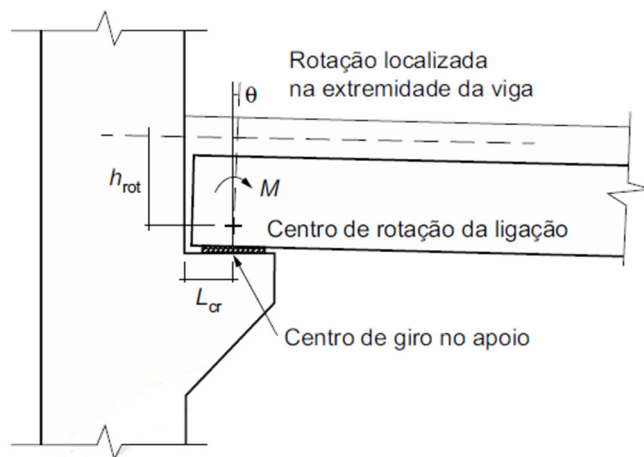
Figura 2.4 – Sistema de classificação das ligações.



Fonte: Adaptado de FALEIROS JUNIOR (2018)

A rotação localizada na região da ligação na extremidade da viga deve ser medida sempre no centro de giro no apoio, como ilustra a Figura 2.5.

Figura 2.5 – Curva momento-rotação.

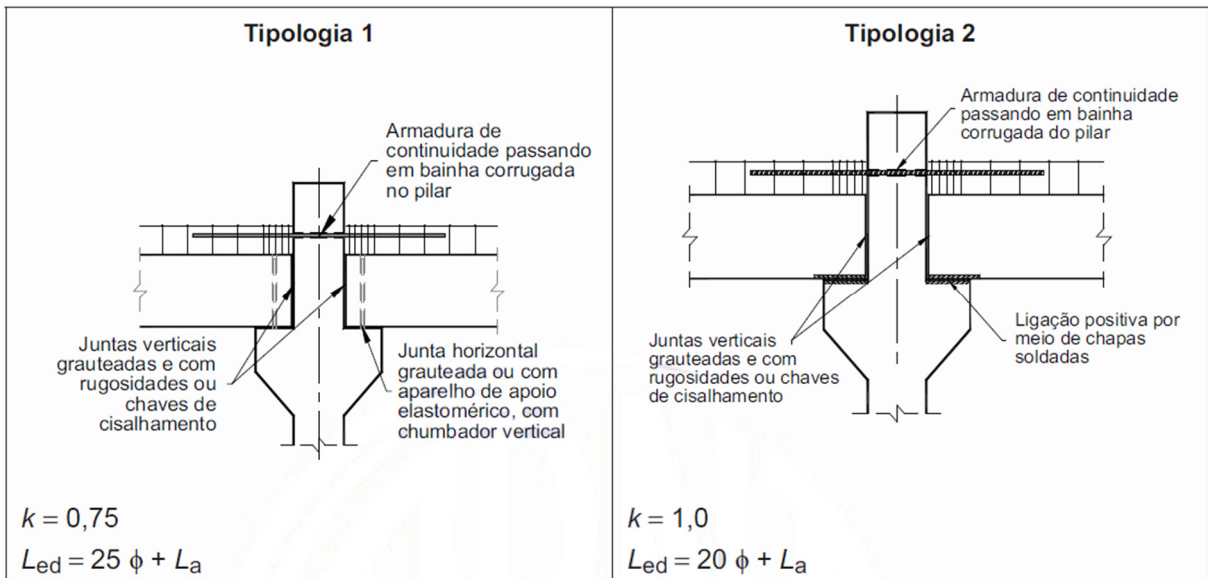


Fonte: Adaptado de ABNT NBR 9062:2017

A norma diferencia as ligações em seis tipos. A ligação tipo 1 e tipo 2 se referem à pilares de centro, com juntas verticais grauteadas e com rugosidades ou chaves de cisalhamento, armadura de continuidade passando em bainha corrugada

no pilar. A diferença entre os dois tipos, é que a ligação Tipo 1 possui junta horizontal grauteada ou com apoio elastomérico com chumbador vertical, enquanto a Tipo 2 possui uma ligação positiva por meio de chapas soldadas, conforme Figura 2.6.

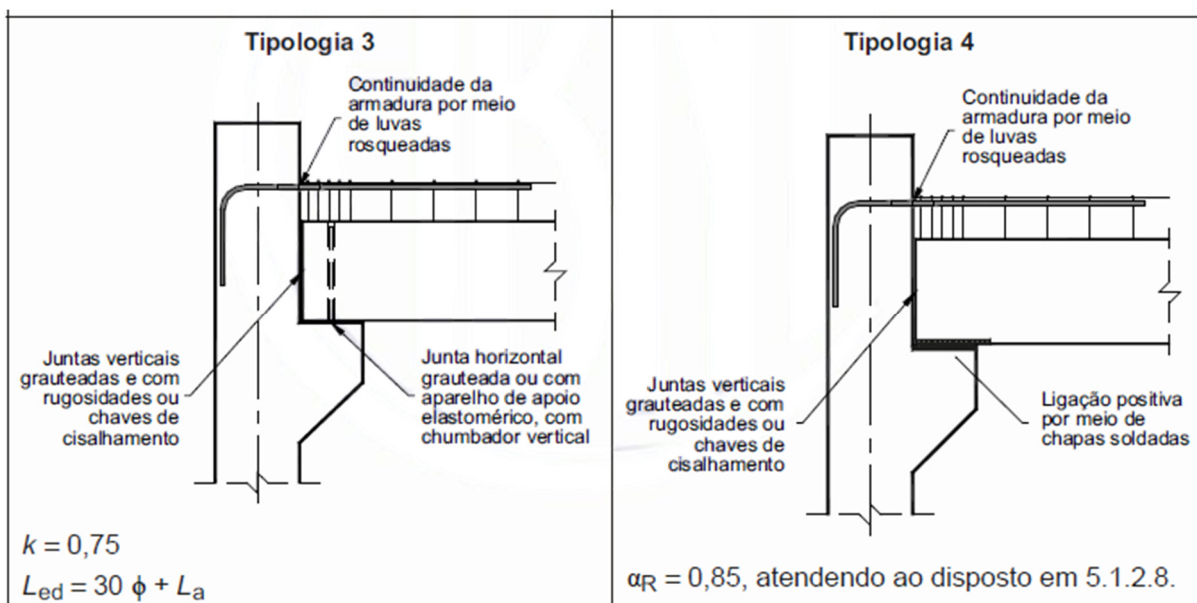
Figura 2.6 – Obtenção da rigidez secante negativa em ligações viga-pilar típica (Tipologia 1 e 2)



Fonte: Adaptado de ABNT NBR 9062:2017

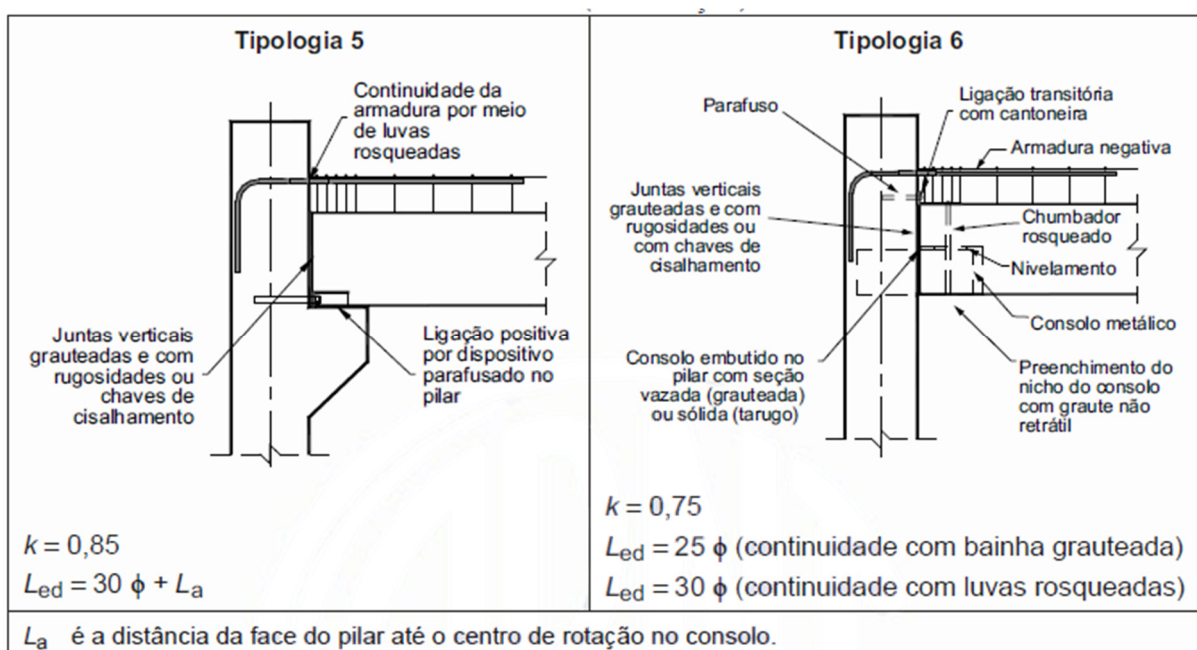
As outras quatro ligações mostram pilares de canto, com somente uma viga apoiada em seu consolo, como mostra as Figuras 2.7 e 2.8. A ligação Tipo 3 possui as mesmas características da Tipo 1, com almofada elastomérica, enquanto a ligação Tipo 4 possui chapas soldadas. A ligação tipo 5 possui uma ligação positivo por dispositivo parafusado no pilar. Por fim, a ligação tipo 6 é para consolo metálico, onde o mesmo possui uma parte embutida no pilar com seção vazada ou sólida.

Figura 2.7 – Obtenção da rigidez secante negativa em ligações viga-pilar típica (Tipologia 3 e 4)



Fonte: Adaptado de ABNT NBR 9062:2017

Figura 2.8 – Obtenção da rigidez secante negativa em ligações viga-pilar típica (Tipologia 5 e 6)



L_a é a distância da face do pilar até o centro de rotação no consolo.

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 9062:2017

Para o cálculo da Rigidez secante, a norma ABNT NBR 9062 (2017) traz a seguinte equação:

$$R_{\text{sec}} = k \cdot \frac{A_s \cdot E_s \cdot d^2}{L_{ed}} \quad (2)$$

onde:

k – é o coeficiente de ajustamento da rigidez secante conforme o valor apresentado em cada tipologia conforme as Figuras 2.6, 2.7 e 2.8;

A_s - é a armadura de continuidade negativa;

E_s - é o módulo de elasticidade do aço;

d - é a altura útil da seção resistente na ligação negativa;

L_{ed} - é o comprimento efetivo de deformação por alongamento da armadura de continuidade, conforme apresentado em cada tipologia nas Figuras 2.6, 2.7 e 2.8.

2.1.2 PCI (2010)

O *PCI design handbook* apresenta dois tipos de análise para consolos. O Método da viga em balanço (*Cantilever Beam Design Method*) e o mais conhecido, Método de biela e tirante (*Strut-and-Tie Design Method*).

2.1.2.1 Método da viga em balanço

Esse método é utilizado quando atender aos seguintes critérios:

- $a/d \leq 1$;
- $N_u \leq V_u$;
- Coeficiente de minoração for $\phi = 0,75$;
- Ancoragem na face frontal da armadura do tirante deve ser realizada por solda ou outro meio que seja suficiente.

A armadura de tração principal é coletada através do maior resultado das Equações 3 e 4, respeitando o valor da armadura mínima obtido por meio da Equação 5.

$$A_s = \frac{1}{\phi f_y} \left[V_u \left(\frac{a}{d} \right) + N_u \left(\frac{h}{d} \right) \right] \quad (3)$$

$$A_s = \frac{1}{\phi f_y} \left[\frac{2V_u}{3\mu_e} + N_u \right] \quad (4)$$

$$A_{s,\min} = 0.04 \frac{f_c'}{f_y} bd \quad (5)$$

Onde:

a = carga excêntrica aplicada;

d = profundidade do aço tensionado;

h = altura do consolo;

μ_e = coeficiente de cisalhamento-fricção efetivo;

ϕ = fator redução-força;

f_y = limite de escoamento do aço tensionado;

V_u e N_u = fatores de carga aplicados.

Onde: f_c' é a resistência à compressão do concreto; f_y é a resistência ao escoamento do aço, com limite de 420Mpa; V_u é o valor de cálculo da força vertical que atua no consolo; N_u é o valor de cálculo da força horizontal que atua no consolo; ϕ é o coeficiente de minoração para projeto (0,75); μ_e é o coeficiente de atrito efetivo, dado pela Equação 6, a qual utiliza de valores da Tabela 2.2 para seu resultado.

$$\mu_e = \frac{6894 \lambda \phi \mu A_{cr}}{V_u'} \quad (6)$$

Em que, λ é um fator dependente da densidade do concreto. Caso o concreto tenha densidade normal, seu valor é de 1,0, caso o concreto possua densidade leve, seu valor é 0,75. A_{cr} é a área da interface, no plano da fissura potencial, dada em m²; μ é o coeficiente de atrito, apresentado na Tabela 2.2; V_u' é a força cisalhante que age paralela ao plano de fissuração.

Tabela 2.2 – Coeficientes de atrito recomendados pelo PCI (2010)

Tipo de superfície de contato	Coeficiente de atrito μ	Máximo μ_e
Concreto monolítico	1,4 λ	3,4
Concreto lançado sobre concreto endurecido, com superfície rugosa	1,0 λ	2,9
Concreto lançado sobre concreto endurecido cuja superfície esteja limpa e não intencionalmente rugosa	0,6 λ	Não se aplica
Concreto lançado sobre estrutura de aço	0,7 λ	Não se aplica

Fonte: Adaptado de PCI (2010)

É recomendado que seja utilizado uma armadura de costura $A_{s, cost}$ dada pela Equação 7 e distribuída em uma altura de $2d/3$.

$$A_{s, cost} < 0,5(A_{s, tir} - A_n) \quad (7)$$

Sendo A_n a armadura necessária para combater as forças externas horizontais atuantes no plano de cisalhamento, apresentado na Equação 8.

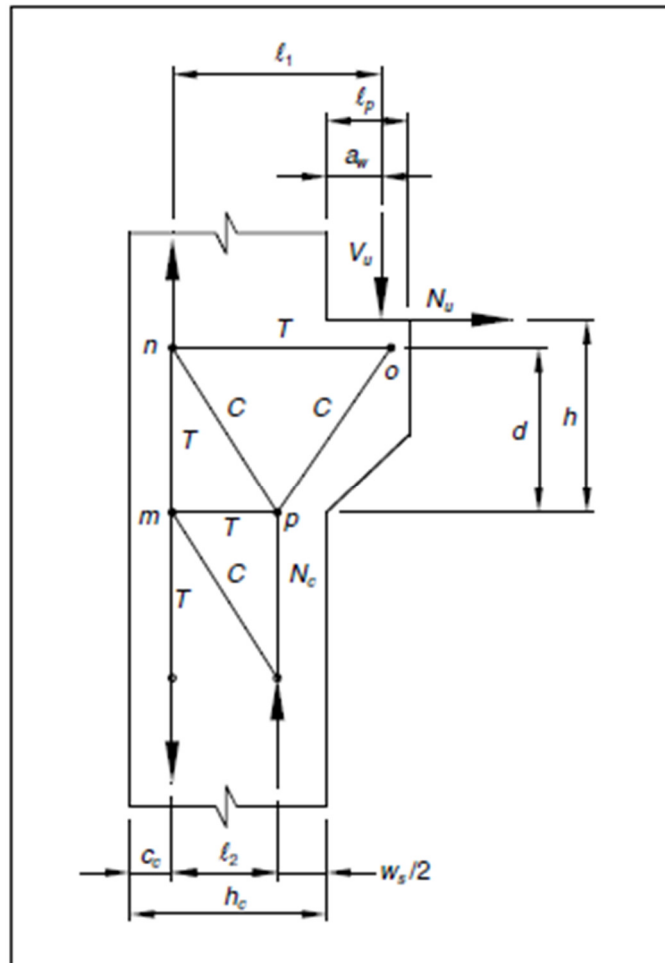
$$A_n = \frac{N_u}{\phi f_y} \quad (8)$$

2.1.2.2 Método de biela e tirante

Outro método recomendado pelo PCI é o método de biela e tirante. Segundo o PCI, de acordo com o fluxo de tensões, o consolo possui quatro nós (m, n, o, p) como mostra a Figura 2.9 e por meio do equilíbrio das forças em cada nó, é realizado o dimensionamento da armadura dos tirantes. O nó “m” está localizado na intersecção da armadura de tração da coluna e o tirante na fibra inferior do consolo. O nó “n” está localizado na intersecção da barra tensionada do pilar e do tirante superior do consolo.

O nó “o” está localizado na intersecção da resultante das reações aplicadas, V_u e N_u e o tirante de tração superior do consolo. O nó “p” está localizado na intersecção da biela de compressão longitudinal do pilar e a tensão inferior do tirante. A largura da biela de compressão w_s , que é o fator determinante para localizar o nó “p”, é determinada pelo equilíbrio de momentos em torno do “m”.

Figura 2.9 – Geometria de biela e tirante



Fonte: PCI (2010)

O cálculo para verificar a máxima tensão de compressão na região nodal é realizado através da Equação 9.

$$f_{cu} = 0,85\beta_n f'_c \quad (9)$$

Onde o β_n é relativo de acordo com cada tipo de nó. Para nós localizados em pontos de aplicação de carga em que não há tirante, $\beta_n = 1,0$. Em nós que possuem pelo menos um tirante, $\beta_n = 0,8$. E para nós que possuem dois ou mais tirantes, $\beta_n = 0,6$.

Para verificar as bielas comprimidas, deve ser realizado a comparação da força de compressão existente na biela com a máxima força que poderia ser suportada pelo concreto F_{bu} , como mostra a Equação 10.

$$F_{bu} = 0,85\phi\beta_s f_c A_{cs} \quad (10)$$

Onde, A_{cs} é a área da biela comprimida, β_s é um fator dependente da densidade do concreto, dado por $\beta_s = 0,6\lambda$. λ varia de acordo com a densidade do concreto, sendo $\lambda = 1$ para concreto de densidade normal e $\lambda = 0,75$ para concreto leve.

A área de armadura dos tirantes é obtida pela Equação 11.

$$A_s = \frac{F_{nt}}{\phi f_y} \quad (11)$$

Onde F_{nt} é a força normal de tração nos tirantes (n,o) e (m,p) da Figura 2.9.

2.1.3 EUROCODE 2

Da mesma forma que o PCI, o Eurocode 2 (CEN, 2004) também se baseia em um modelo de biela e tirante para dimensionar consolos de concreto armado. Na Figura 2.10, duas treliças equivalentes são fornecidas e são válidas quando $a_c < z_0$ e $1,0 \leq \tan \theta \leq 2,5$.

a_c é a distância do ponto de aplicação da força até a face do pilar, z_0 é a distância entre a resultante da armadura do tirante e a intersecção da biela de compressão com a face do pilar, e o θ é o ângulo formado entre a biela de compressão e a horizontal.

$k = 0,85$ e para nós que recebem dois ou mais tirantes, $k = 0,75$. ν é um fator de minoração da resistência do concreto e f_{ck} é a resistência a compressão do concreto.

Para verificar a biela de compressão, a tensão de compressão do concreto é limitada à f_{cd} quando há tensões nulas ou de compressão que agem na direção perpendicular da biela e $0,6\nu f_{cd}$ quando há tensões de tração perpendiculares à direção a biela comprimida.

Há algumas recomendações pelo Eurocode 2 quanto à adição de armaduras de costura e estribos verticais. Caso $a_c < 0,5h_c$, é necessário apenas a armadura de costura, calculada pela Equação 15.

$$A_{s,cost} \geq 0,5A_{s,tir} \quad (15)$$

Caso $a_c > 0,5h_c$ e $F_{ed} > V_{Rd,c}$, é necessário também adicionar estribos verticais, calculados pela Equação 16

$$A_{s,est} \geq 0,5 \frac{F_{ed}}{f_{yd}} \quad (16)$$

Onde, F_{ed} é a força vertical de cálculo aplicada no consolo, h_c é a altura do consolo e $V_{Rd,c}$ é o valor da resistência ao cisalhamento de cálculo de concreto simples, obtido através da Equação 17, que retorna o valor em *Newton* (N).

$$V_{Rd,c} = (\nu_{min} + 0,15\sigma_{cp})bd \quad (17)$$

Em que, d é a altura útil e b é a base do consolo, ambas em mm.

Os valores de ν_{min} e σ_{cp} , são obtidos através das Equações 18 e 19. O f_{ck} deverá ser dado em Mpa.

$$\nu_{min} = 0,035k_2^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad (18)$$

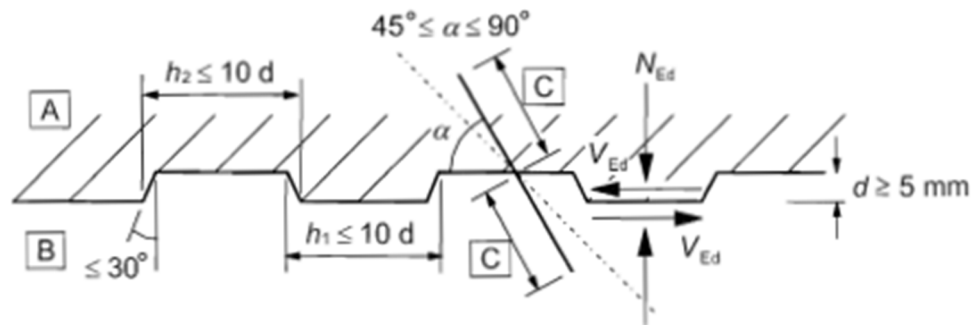
$$\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c} \leq 0,2f_{cd} \quad (19)$$

Onde, N_{ed} é a força axial de cálculo na seção transversal devido ao carregamento ou protensão, positiva para compressão, em *Newton* (N); A_c é a área da seção transversal da interface consolo-pilar (b e h), em mm²; k_2 é um coeficiente que depende da altura útil do consolo e é obtido por meio da Equação 20, com d em mm.

$$k_2 = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (20)$$

O Eurocode 2 também traz exemplos de interface, demonstrando alguns parâmetros para a chave de cisalhamento, como é mostrado na Figura 2.11.

Figura 2.11 – Exemplos de interfaces



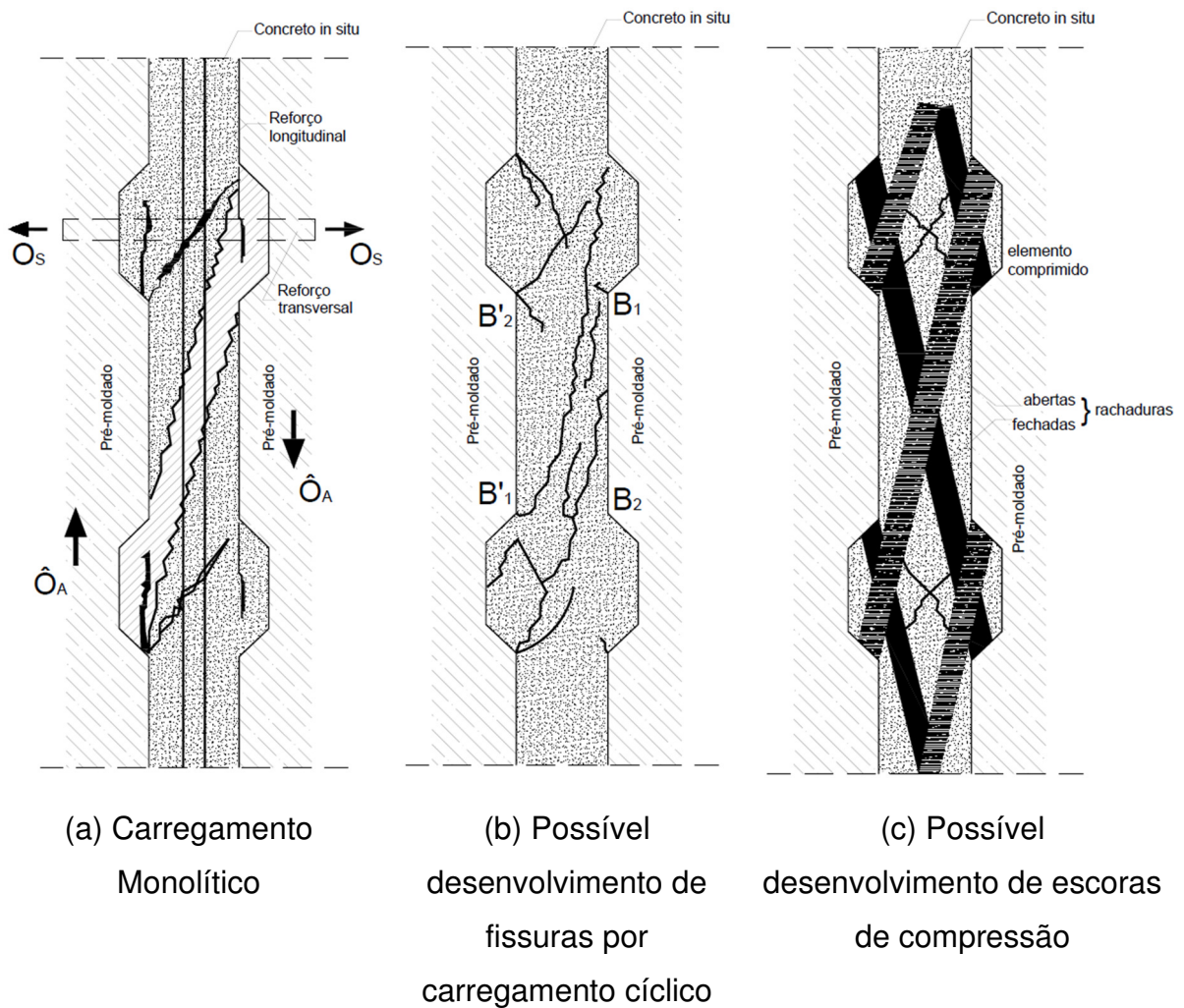
Fonte: Eurocode (1992)

Onde “A” mostra o concreto novo, “B” mostra o concreto antigo e “C” apresenta uma espécie de ancoragem.

2.1.4 CEB-FIP

A CEB-FIP (2013) apresenta um modelo simplificado com a transferência das forças de cisalhamento através das juntas, sendo esta transferência direta e colocando a compressão diagonal entre as rugosidades da chave de cisalhamento. A chave funciona como uma restrição ao deslocamento, tendo sua capacidade máxima relacionada à fissuração e ao esmagamento do graute ou argamassa executada posteriormente, como mostra a Figura 2.12.

Figura 2.12 – Configuração da chave de cisalhamento com o desenvolvimento de fissuras para casos monolíticos (a), cíclico (b) e por compressão (c).

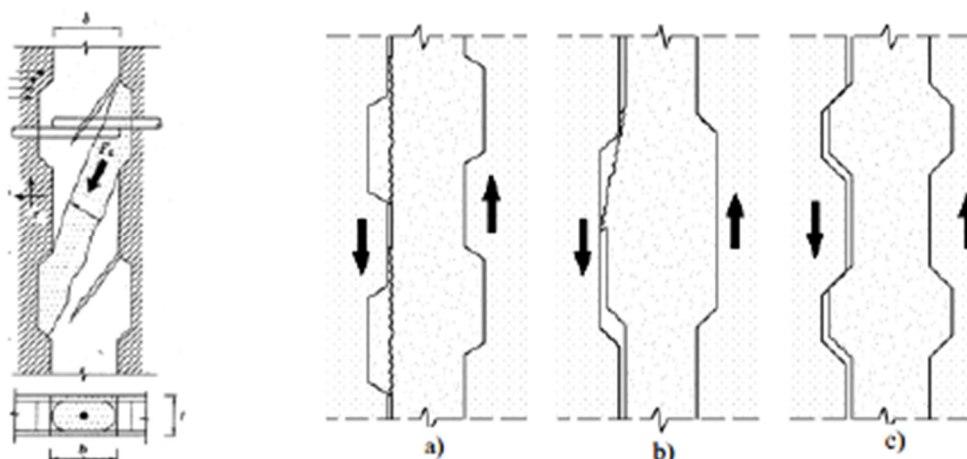


Fonte: Adaptado de CEB – FIP (2013)

De acordo com a CEB-FIP (2013), uma ligação através de rugosidades tem um comportamento rígido até que o efeito do cisalhamento seja prejudicado por fissuração ou esmagamento localizado do material de preenchimento (graute ou argamassa) na região com maior solicitação.

A norma ainda analisa três tipos de rupturas, demonstrando a diminuição do efeito cisalhante por conta da degradação da chave de cisalhamento. A ruptura será causada pela fricção associada a um deslizamento, fazendo com que a interface se rompa, como é apresentado na Figura 2.13.

Figura 2.13 – Modelo de transferência de forças de cisalhamento e das falhas típicas de ruptura da interface de ligação



Fonte: Faleiros, 2018, apud CEB – FIP (2013)

O item “a” da Figura 2.13 mostra a ruptura da ligação através do deslizamento da interface de ligação dos entalhes, sendo a falha localizada pelo cisalhamento no apoio do enchimento. No item “b”, a falha se deve ao esmagamento das bielas comprimidas do concreto, localizadas com uma inclinação na região do enchimento. Por fim, no item “c” é possível ver uma abertura na junta, que mostra a falha apresentada pelo deslizamento entre o enchimento de graute ou argamassa e a rugosidade.

2.2 Método dos Elementos Finitos

A mente humana tem suas limitações para resolver problemas muito grandes, dessa forma, com o advento da tecnologia, tornou-se possível solucionar problemas que antes não eram passíveis de solução. Problemas contínuos só podem ser resolvidos com exatidão por manipulação matemática. As técnicas matemáticas disponíveis para soluções exatas geralmente limitam as possibilidades a situações simplificadas demais (Zienkiewicz; Taylor; Zhu, 1967).

O método dos elementos finitos (MEF) é uma técnica numérica utilizada para encontrar soluções aproximadas de equações diferenciais que descrevem o comportamento de sistemas físicos complexos. Ele é amplamente empregado na

análise e simulação de problemas de engenharia e ciências aplicadas, como estruturas mecânicas, térmicas, eletromagnéticas, entre outros.

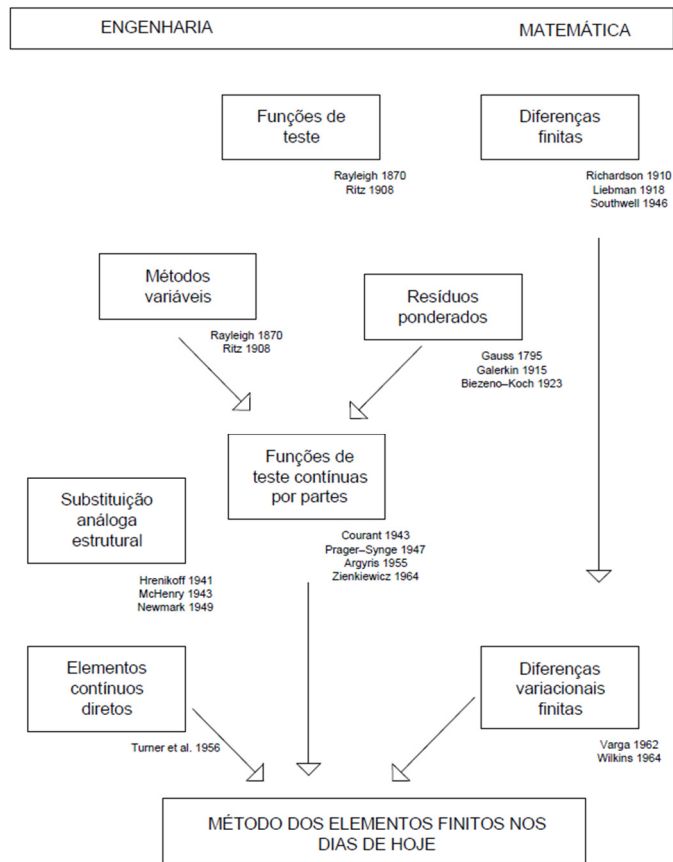
O MEF divide um domínio complexo em pequenos elementos finitos, geralmente geometrias simples como triângulos ou quadriláteros em problemas bidimensionais, e tetraedros ou hexaedros em problemas tridimensionais. Cada elemento é descrito por um conjunto de equações que representam o comportamento local. O domínio é então discretizado em uma malha de elementos, e as equações globais do sistema são obtidas através da combinação dessas equações locais.

O principal objetivo do método é encontrar uma solução aproximada para as equações diferenciais que satisfaça as condições de contorno e minimize a energia total do sistema. Isso é geralmente feito por meio de técnicas de otimização, como o método dos mínimos quadrados.

As condições de contorno são especificações que definem o comportamento de um sistema físico em seus limites. Essas condições são essenciais para resolver equações diferenciais que descrevem o comportamento de um sistema.

Segundo Zienkiewicz *et al*, é difícil determinar a origem do método dos elementos finitos e precisar o momento de sua invenção. A Figura 2.14 mostra o processo de evolução até levar ao conceito atual do MEF.

Figura 2.14 – História dos Métodos Aproximados



Fonte: Adaptado de Zienkiewicz; Taylor; Zhu, (1967)

No método dos elementos finitos, têm-se três diferentes tipos de análises. A análise linear, incremental e iterativa.

Na análise linear, presume-se que as relações entre as variáveis do sistema são lineares. Isso significa que as deformações são proporcionais às cargas aplicadas e as respostas do sistema mantêm uma relação linear com as condições iniciais. É uma análise relativamente mais simples e demanda menos da máquina, sendo bastante utilizado quando as deformações são pequenas e as não-linearidades sejam quase nulas.

A análise incremental, o sistema é analisado passo a passo, onde as cargas ou condições de contorno são incrementadas gradualmente. Cada incremento representa uma pequena mudança nas condições do sistema, permitindo a captura de comportamentos não lineares ou grandes deformações que podem ocorrer ao longo do carregamento.

Por fim, a análise iterativa envolve repetir o processo de solução diversas vezes até que a convergência seja alcançada. É o método que mais se aproxima do real. Pode ser necessária em casos em que as não-linearidades são significativas, e a solução não converge rapidamente. Os métodos iterativos ajustam continuamente as soluções aproximadas para se aproximarem da solução real.

Existem diversos *softwares* que trabalham com o método dos elementos finitos, como o *ABAQUS*, *ANSYS*, *COMSOL*, *DIANA*, entre outros. Neste trabalho, o *software* utilizado será o *ABAQUS*, visto que ele é um software amplamente utilizado na simulação de estruturas de concreto armado.

2.2.1 Análise de Malha

Para se realizar o estudo, primeiramente deve ser definido o tamanho da malha a ser utilizado. A parametrização de malhas é utilizada em muitas aplicações, como mapeamento de texturas, morfologia de superfícies, resolução de equações diferenciais parciais em campos paramétricos, previsão de campos iniciais e recuperação de modelos (KONG et al., 2023).

Ainda segundo Kong et al (2023), a parametrização de malhas também é chamada de achatamento de superfície, que envolve o estabelecimento de correspondência entre malhas 3D e seus equivalentes isomórficos em um plano por meio de mapeamento em partes e minimização das distorções introduzidas via solucionadores lineares ou não lineares.

Neuberger *et al.*, (2023), fazem uma análise de refinamento de malha para definição da malha a ser utilizada na pesquisa. Após cinco testes, mostrados na Tabela 2.3, com tamanho médio dos elementos variando de 10mm a 50mm, as melhores aproximações observadas foram utilizando malhas de 25mm e 35mm. Por conta de os resultados serem próximos da malha de 10mm e o tempo de processamento ter sido relativamente baixo, optou-se pela utilização da malha de 25mm. Dessa forma, o presente trabalho também utilizará a malha com 25 mm de tamanho.

Tabela 2.3 – Análise de refinamento de malha

Teste	Ordem de interpolação	Tamanho médio dos elementos [mm]	Elemento sólido hexaédrico	Elemento linear	Tempo de processamento [min]	$\frac{V_{u,num}}{V_{u,exp}}$
1	Linear	10	C3D8R	T3D2	658	0.86
2	Linear	15	C3D8R	T3D2	228	0.89
3	Linear	25	C3D8R	T3D2	21	0.92
4	Linear	35	C3D8R	T3D2	14	0.94
5	Linear	50	C3D8R	T3D2	5	0.87

Fonte: Neuberger *et al.* (2023)

2.3 Concrete Damage Plasticity (CDP)

Cada *software* possui seu próprio modelo constitutivo para o concreto. O *software* utilizado neste trabalho utiliza o modelo CDP (*Concrete Damage Plasticity*) que é utilizado para descrever o comportamento não-linear e a resposta do concreto em estruturas sujeitas a carregamentos estáticos e cíclicos (NEUBERGER *et al.*, 2023).

Diversos pesquisadores utilizam o *software* ABAQUS e o modelo CDP para estudo, como Al-Rousan, *et al.* no seu estudo sobre o comportamento e formulação de capacidade de juntas com chave única de cisalhamento, Jiang *et al.* no seu trabalho experimental e numérico sobre o desempenho ao cisalhamento de vigas segmentadas pré-fabricadas de UHPC (concreto de ultra-alto performance) pré-tracionadas externamente sem estribos, entre outros inúmeros trabalhos.

O CDP foi desenvolvido por Lubliner *et al.* (1989) e Jeeho e Gregory L. (1998). O modelo é constituído pela superfície plástica de escoamento e pela teoria de dano contínuo para lidar com deformações irreversíveis e degradação da rigidez do material devido à microfissuração. Para a obtenção do valor da superfície de escoamento no CDP, é considerado a pressão sensível, caminho sensível, regra de fluxo não associado e endurecimento por tensão.

O modelo agrupa principalmente as características de dois fenômenos: dano e plasticidade. O dano considera a degradação do módulo de elasticidade E com o desenvolvimento de fissuras e microfissuras no concreto, que ocorrem quando são aplicadas cargas elevadas ou ocorrem eventos como impactos ou ciclos de carga repetitivos. Já a plasticidade está relacionada ao desenvolvimento de deformações

permanentes ou irreversíveis do concreto (deformações plásticas) mesmo após a remoção da carga (Behnam; Kuang; Samali, 2018).

No modelo CDP, a resposta do concreto é representada por meio de variáveis de estado que descrevem o nível de dano e a plasticidade acumulada para um determinado nível de tensão e deformação. Essas variáveis são atualizadas de acordo com regras específicas definidas no modelo. O CDP considera cinco variáveis de entrada: ângulo de dilatação (ψ), excentricidade (e), a relação entre tensão biaxial/axial (σ_{bo}/σ_{co}), a taxa do segundo invariante de tensões ou fator de forma (K_c) e a viscosidade (μ); além das curvas tensão – deformação uniaxiais à tração e compressão ($\sigma_c \times \varepsilon_c$ e $\sigma_t \times \varepsilon_t$) e curvas de evolução do dano ($d_c \times \varepsilon_c$ e $d_t \times \varepsilon_t$) para calcular a evolução de tensões e deformações plásticas e inelásticas do concreto (Chen *et al.*, 2021).

Segundo Behnam; Kuang; Samali (2018), o modelo CDP é baseado nas seguintes premissas:

2.3.1 Tensão adicional da taxa de decomposição

Uma deformação adicional da taxa de decomposição é dada pelo modelo da Equação 21.

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^{el} + \dot{\varepsilon}^{pl} \quad (21)$$

Onde $\dot{\varepsilon}$ é a taxa de deformação total, $\dot{\varepsilon}^{el}$ é a taxa de deformação elástica e $\dot{\varepsilon}^{pl}$ é a taxa de deformação plástica.

2.3.2 Relações tensão-deformação

No modelo CDP, a degradação da rigidez é modelada com base na definição da relação entre a tensão efetiva e dano. O modelo tensão-deformação obtido no CDP é baseado em um modelo simples que entrega a relação entre dano e plasticidade utilizando dano escalar e tensão efetiva, como mostra a Equação xx.

$$\sigma = (1-d)D_0^{el} : (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) = (1-d)\bar{\sigma}$$

Onde σ é a tensão de Cauchy; D_0^{el} é a rigidez elástica inicial (sem dano); $D^{el} = (1-d)D_0^{el}$ é a rigidez elástica degradada; ε é a deformação total; ε^{pl} é a

deformação plástica; \cdot indica Produto Interno de Frobenius; d é a variável de dano, que pode variar de zero (material sem dano) até um (material totalmente danificado). De acordo com o conceito de tensão efetiva, a função de escoamento plástico é formulada em termos da tensão efetiva, $\bar{\sigma}$.

2.3.3 Variáveis de endurecimento

Estados danificados de tensão e compressão são considerados por duas variáveis de endurecimento, $\tilde{\epsilon}_t^{pl}$ e $\tilde{\epsilon}_c^{pl}$, se referindo à equivalência de tração e compressão plásticas, respectivamente. A micro fissuração no concreto é representada pelo aumento dos valores das variáveis de endurecimento.

2.3.4 Critério de escoamento

A função da superfície de escoamento, Figura 2.15, é baseada no modelo proposto por Lubliner et al. (1989). As funções de escoamento seguem a condição Kuhn-Tucker e leva a seguinte fórmula no espaço de tensão efetiva, apresentado pela Equação 22.

$$F = \frac{1}{1-\alpha} (\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\tilde{\epsilon}^{pl})(\bar{\sigma}_{\max})) - \gamma(\bar{\sigma}_{\max}) - \bar{\sigma}_c(\tilde{\epsilon}_c^{pl}) \leq 0 \quad (22)$$

Onde \bar{p} é a pressão hidrostática efetiva; \bar{q} é a tensão equivalente de von Mises; $(x) = 0,5(x + |x|)$ é o colchete Macaulay; $\bar{\sigma}_{\max}$ é o autovalor algebricamente máximo do tensor $\bar{\sigma}_c$; α , β e γ são constantes adimensionais, que são definidas nas Equações 23, 24 e 25, respectivamente.

$$\alpha = \frac{(\sigma_{b0} / \sigma_{c0}) - 1}{2(\sigma_{b0} / \sigma_{c0}) - 1} \rightarrow 0 \leq \alpha \leq 0,5 \quad (23)$$

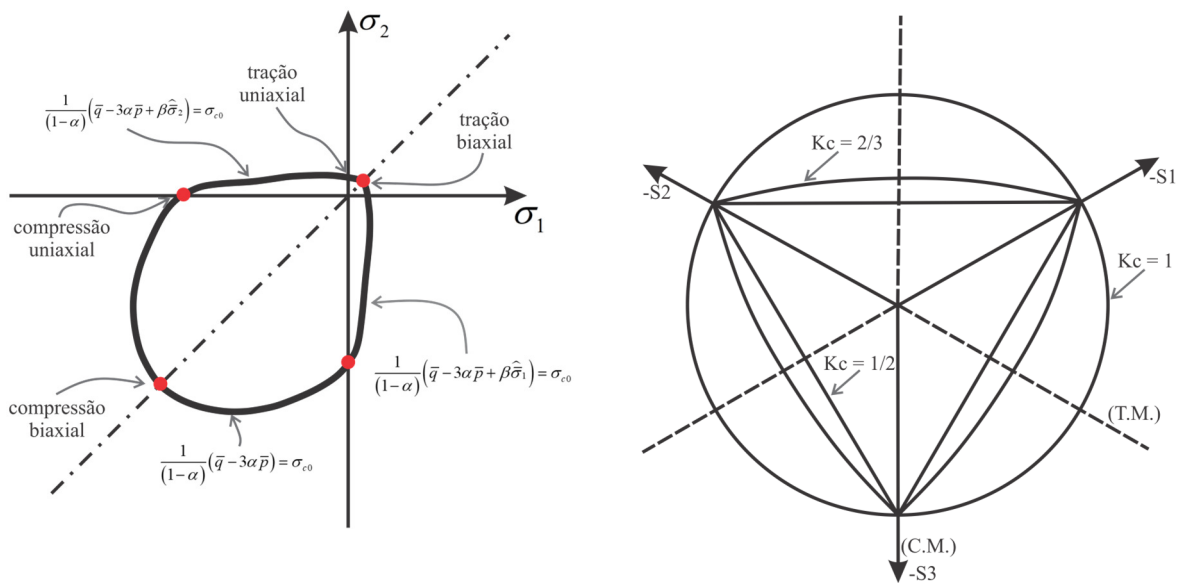
$$\beta(\tilde{\epsilon}^{pl}) = \frac{\bar{\sigma}_c(\tilde{\epsilon}_c^{pl})}{\bar{\sigma}_t(\tilde{\epsilon}_t^{pl})} (1 - \alpha) - (1 + \alpha) \quad (24)$$

$$\gamma = \frac{3(1 - K_c)}{2K_c - 1} \quad (25)$$

Vale ressaltar que os parâmetros α , β e γ são parâmetros com significado físico e que podem ser determinados experimentalmente com base em ensaios uniaxiais,

biaxiais e triaxiais do concreto. No entanto, como os ensaios confinados (biaxiais e triaxiais) exigem equipamentos mais complexos, estes ensaios são realizados apenas em estudos mais específicos. Por esta razão, na maioria das vezes os parâmetros que definem o comportamento biaxial e triaxial do concreto são determinados por calibração dos modelos numéricos (Neuberger *et al.*, 2023).

Figura 2.15 - Representação das superfícies de falha do Modelo CDP



(a) Superfície de escoamento no plano de tensões.

(b) Superfície de escoamento no plano desviatório.

Fonte: Adaptado de (Neuberger *et al.*, 2023).

Onde $\sigma_{b0} / \sigma_{c0}$ é a razão entre a compressão biaxial e a tensão de escoamento de compressão uniaxial que influencia na superfície de escoamento em um estado de tensão plena. Valores experimentais típicos da razão $\sigma_{b0} / \sigma_{c0}$ estão na casa de 1,10 até 1,16 (Kupfer; Gerstle, 1973), levando a valores de α entre 0,08

e 0,12; $\bar{\sigma}_c(\tilde{\epsilon}_c^{pl})$ e $\bar{\sigma}_t(\tilde{\epsilon}_t^{pl})$ são a tensão de coesão efetiva em compressão e tração, respectivamente. O coeficiente γ aparece somente em estados de tensão de compressão triaxial. Esse fator pode ser determinado pela comparação entre condições de escoamento ao longo dos meridianos de tração e compressão. O parâmetro K_c é o coeficiente que determina a forma da seção transversal desviatória, como mostra a Figura 2.15 (b).

2.3.5 Regra de fluxo

A relação tensão-deformação do concreto e a superfície de escoamento são conectados usando a regra de fluxo. O modelo CDP assume a função hiperbólica não associada de Drucker-Prager para a função potencial de fluxo, G , como expressado na Equação 26.

$$G = \sqrt{(\varepsilon \sigma_{t0} \tan \psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \tan \psi \quad (26)$$

Onde ε é a excentricidade de fluxo potencial, σ_{t0} é a tensão de tração uniaxial e ψ é o ângulo de dilatação.

2.3.6 Regularização viscoplástica

Materiais que exibem um comportamento de amolecimento (softening) e degradação da rigidez podem resultar em problemas de convergência da solução durante o processamento dos modelos numéricos. Para superar algumas dessas dificuldades, a regularização viscoplástica do modelo constitutivo foi implementado no CDP. O modelo CDP pode ser regulado usando a regularização viscoplástica de acordo com a generalização da abordagem de Devaut-Lions. No modelo CDP com o parâmetro de viscosidade (μ), a tensão de escoamento plástica é devida ao uso de um parâmetro de viscosidade adicional, que é conhecido como tempo de relaxamento μ . O valor padrão do parâmetro de viscosidade do *software* é zero, o que significa que nenhuma regularização viscoplástica é realizada. Portanto, deve-se atentar que a viscosidade é um parâmetro definido apenas numericamente para reduzir problemas de convergência e não possui significado físico (não pode ser obtido experimentalmente, por exemplo). Na prática, o valor da viscosidade deve

ser escolhido com cautela de modo a não resultar em alterações no comportamento estrutural.

Em suma, para usar o modelo CDP no *software*, deve-se informar as duas relações ou curvas tensão × deformação uniaxiais (tração e compressão – $\sigma_c \times \varepsilon_c^{in}$ e $\sigma_c \times \varepsilon_t^{in}$), duas relações/curvas de evolução de dano (tração e compressão - $\varepsilon_c^{in} \times d_c$ e $\varepsilon_t^{in} \times d_t$) e cinco parâmetros adicionais para definir o comportamento biaxial e triaxial do concreto. Quatro valores são dados da tensão-deformação em compressão e tração e parâmetros de danos em tração e compressão. Os cinco parâmetros adicionais são os valores para definir a superfície de escoamento (σ_{bd}/σ_{co} e K_c), o fluxo potencial (ψ e e) e a regularização viscoplástica (μ).

2.4 Faixa de Valores dos parâmetros do CDP

Segundo Neuberger et al (2023), a resposta do concreto no modelo CDP é representada por meio de variáveis de estado que descrevem o nível de dano e a plasticidade acumulada para um determinado nível de tensão e deformação. Essas variáveis são atualizadas de acordo com regras específicas definidas no modelo. O CDP considera cinco variáveis de entrada: ângulo de dilatação (ψ), excentricidade (e), a relação entre tensão biaxial/axial (σ_{bd}/σ_{co}), a taxa do segundo invariante de tensões ou fator de forma (K_c) e a viscosidade (μ); além das curvas tensão – deformação uniaxiais à tração e compressão ($\sigma_c \times \varepsilon_c$ e $\sigma_t \times \varepsilon_t$) e curvas de evolução do dano ($d_c \times \varepsilon_c$ e $d_t \times \varepsilon_t$) para calcular a evolução de tensões e deformações plásticas e inelásticas do concreto.

No estudo de Neuberger et al (2023) foi utilizado os parâmetros do CDP recomendados por padrão para a excentricidade (e), relação entre tensão biaxial e uniaxial (σ_{bd}/σ_{co}), viscosidade (μ) e fator de forma (K_c). Já o ângulo de dilatação (ψ) usualmente varia entre 30° e 42° e foi alvo de estudo para verificar qual se adequaria melhor de acordo com o consolo experimental que foi comparado.

2.5 Modelo Constitutivo do Aço

Uma vez que está sendo utilizado a mesma configuração do *software* que foi apresentado por Neuberger et al (2023), para representar o aço foi usado um

modelo constitutivo elastoplástico com encruamento linear. Foi fornecida a curva tensão-deformação bi-linear do aço diretamente no software, o que é feito informando a tensão e a respectiva deformação plástica do material. Foi utilizado o módulo de elasticidade (E_s) igual a 200GPa, o coeficiente de Poisson (ν) igual a 0.3; a deformação plástica equivalente ao escoamento igual a zero e a deformação plástica equivalente à ruptura igual a $0.01 \varepsilon_y$, em que ε_y representa a deformação de escoamento do aço.

2.6 Conclusões dos Aspectos Fundamentais

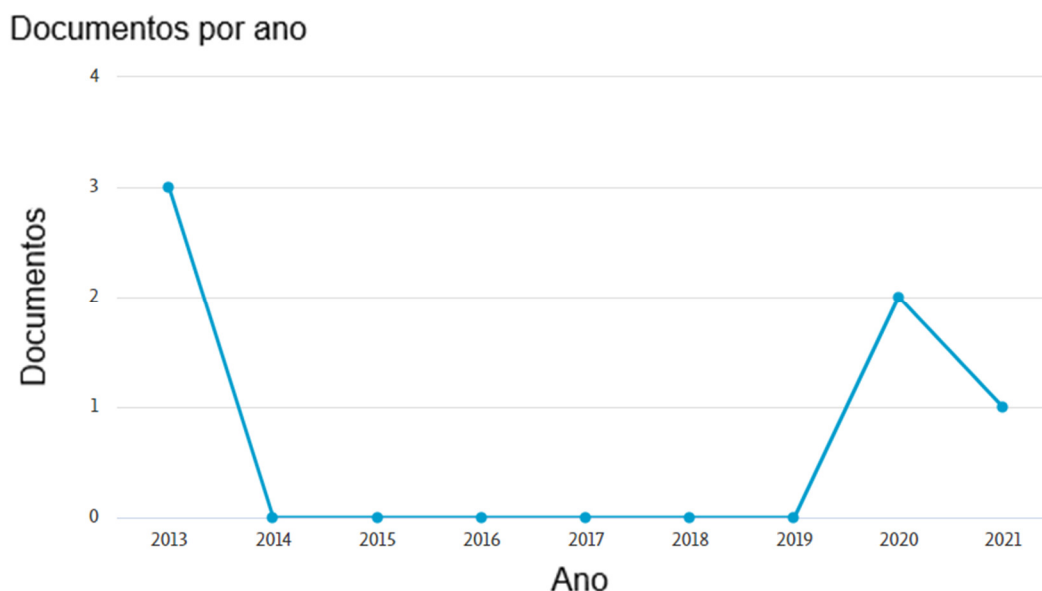
Após a análise minuciosa das normas, é possível concluir que elas citam a chave de cisalhamento, porém sem muito detalhamento, uma vez que com o uso da chave de cisalhamento na interface viga-pilar, o cálculo iria contra a segurança da obra. Dessa forma, a chave de cisalhamento é utilizada amplamente nas construções em concreto pré-moldado, mas quando não é calculada, é por conta de ser um fator adicional à segurança, que, quando considerado para cálculo, poderia amenizar a carga levada ao consolo, diminuindo sua geometria e exigindo maior acompanhamento na sua execução.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo tem como objetivo apresentar trabalhos da literatura similares ao assunto chave de cisalhamento e concreto pré-moldado. Para encontrar tais trabalhos na literatura, foi utilizado o *site Science Direct e Scopus* com a combinação das palavras-chave de cisalhamento e concreto pré-moldado, através da string “shear key joint” and “precast concrete”, selecionando trabalhos somente após 2010. (Essa pesquisa foi realizada no primeiro semestre de 2024).

Na *Scopus*, foi obtido somente 6 trabalhos, onde nenhum deles falava sobre a ligação viga-pilar, sendo a maior parte com foco em pontes. A maioria dos trabalhos não são tão recentes, tendo sido publicados em 2013, como mostra a Figura 3.1.

Figura 3.1 – Data de publicação dos artigos na base de dados *Scopus*.



Fonte: Próprio autor.

No *Science Direct* foram encontrados 21 trabalhos, em que o primeiro foi publicado em 2013 e o mais recente foi publicado em 2024. Retirando o filtro de data, foi possível concluir que este é um tema bastante novo se comparado com outros assuntos, pois nenhum trabalho foi realizado antes de 2013 sendo possível notar que existem poucos trabalhos que apresentam o assunto de forma principal.

Para tentar encontrar mais trabalhos sobre o assunto, foi removido o termo “precast concrete” (concreto pré-moldado) da pesquisa, mantido o filtro de data, e

assim foi obtido um resultado de 39 trabalhos. Por meio das tabelas 3.1 e 3.2, apresenta-se as 39 pesquisas encontradas na literatura.

Tabela 3.1 – Revisão Sistemática com autor, ano e título da publicação.

Autor	Ano	Título
Algorafi M, Ali A, Othman I et al.	2010	Experimental study of externally prestressed segmental beam under torsion
Yuan A, Dai H, Sun D et al.	2013	Behaviors of segmental concrete box beams with internal tendons and external tendons under bending
Choi J, Park S, Kim H et al.	2015	Behavior of high-performance mortar and concrete connections in precast concrete elements: Experimental investigation under static and cyclic loadings
Niwa J, Fakhruddin, Matsumoto K et al.	2016	Experimental study on shear behavior of the interface between old and new deck slabs
Afey H, Kassem N, Mahmoud M et al.	2016	Efficient strengthening of opened-joint for reinforced concrete broken slabs
Le T, Pham T, Hao H et al.	2018	Flexural behaviour of precast segmental concrete beams internally prestressed with unbonded CFRP tendons under four-point loading
Bu Z, Zhang X, Ye H et al.	2018	Interface shear transfer of precast concrete dry joints in segmental columns
Bu Z, Wu W	2018	Inter shear transfer of unbonded prestressing precast segmental bridge column dry joints
Le T, Pham T, Hao H et al.	2019	Performance of precast segmental concrete beams posttensioned with carbon fiber-reinforced polymer (CFRP) tendons
Ahmed G, Aziz O	2019	Shear behavior of dry and epoxied joints in precast concrete segmental box girder bridges under direct shear loading
Qi J, Bao Y, Wang J et al.	2019	Flexural behavior of an innovative dovetail UHPC joint in composite bridges under negative bending moment
Afey H, Abdel-Aziz M, Kassem N et al.	2020	Improving flexural performance of post-tensioned pre-cast pre-stressed RC segmental T-beams

Yuen T, Halder R, Chen W et al.	2020	DFEM of a post-tensioned precast concrete segmental bridge with unbonded external tendons subjected to prestress changes
Zhang Z, Wang F, Chi B	2020	Seismic performance of shear-critical prefabricated reinforced masonry shear walls with innovative vertical joint connections
Yuan A, Zhao X, Lu R	2020	Experimental investigation on shear performance of fiber-reinforced high-strength concrete dry joints
Semendary A, Hamid W, Steinberg E et al.	2020	Shear friction performance between high strength concrete (HSC) and ultra high performance concrete (UHPC) for bridge connection applications
Abokifa M, Moustafa M	2021	Full-scale testing of non-proprietary ultra-high performance concrete for deck bulb tee longitudinal field joints
Zhi Q, Kang L, Jia L et al.	2021	Seismic performance of precast shear walls prestressed via post-tensioned high strength bars placed inside grouted corrugated pipes
Zou Y, Xu D	2022	Experimental study on shear behavior of joints in precast concrete segmental bridges
Jiang H, Hu Z, Cao Z et al.	2022	Experimental and numerical study on shear performance of externally prestressed precast UHPC segmental beams without stirrups
Chen L, Yan J, Xiang N et al.	2022	Shear performance of ultra-high performance concrete multi-keyed epoxy joints in precast segmental bridges
Luo Z, Wang Y, Wang T	2022	Shear behavior of epoxy joints in precast segmental bridges under impact loading
Ye M, Li L, Li H et al.	2022	Shear behavior of joints in precast UHPC segmental bridges under direct shear loading
Abedin M, De Caso y Basalo F, Kiani N et al.	2022	Bridge load testing and damage evaluation using model updating method
Yu F, Ma K, Yuan B et al.	2022	Experimental study of a new assembled integral concrete–steel open-web sandwich plate composite bridge
Zhang K, Jia J, Bai Y et al.	2023	Shear resistance strengthening of novel castellated key with embedded steel plates for dry joints in precast bridges

Zheng H, Gong Z, Cui C et al.	2023	Experimental study on oblique-shear performance of splicing joint for precast ultrahigh-performance concrete segmental bridges
Hua T, Lin A, Poh W et al	2023	3D-printed concrete shear keys: Design and experimental study
Tran D, Pham T, Hao H et al.	2023	Precast segmental beams made of fibre-reinforced geopolymer concrete and FRP tendons against impact loads
Kim K, Lee M, Park S et al.	2023	Experimental study of concrete shear keys encased by precast RC blocks
Cabangon L, Elia G, Rouainia M et al.	2023	The effect of multi-directional seismic loading on the behaviour of tunnels in structured clays
Lee W, Fragomeni S, Monckton H et al.	2023	A review of test Methods, issues and challenges of Large-Scale fire testing of concrete tunnel linings
Al-Rousan R, Qudaisat M	2023	Single keyed joints behaviour and capacity formulation under direct shear using non-linear finite-element analysis
Chen J, Wang Y, Zhu Q et al.	2023	Mechanical properties and reinforcement technology of deep joints under static and fatigue loads
Jain N, Sangita Mishra S	2023	Dynamic response of prestressed segmental composite concrete bridges
Wang H, Wang N, Liu X et al.	2024	Effects of UHPC shear key on strengthening shear performances of wet joint in prefabricated composite beams
Chernin L, Newlands M, Khosravi N	2024	Flat-face epoxy-bonded concrete joints loaded in torsion: Physical modelling
Freitas M, Léger P, Bouaanani N	2024	Nonlinear data-driven zero-thickness joint element for concrete dam shear keys
Boretizki J, Albiez M, Myslicki S et al.	2024	Hybrid grouted joints: Load bearing and failure behaviour under static, axial loading
Faleiros J	2018	ESTUDO EXPERIMENTAL DOS MECANISMOS RESISTENTES DE JUNTAS COM CHAVE DE CISALHAMENTO EM LIGAÇÕES PILAR-VIGA

Fonte: Próprio autor.

Tabela 3.2 – Filtro aplicado na revisão sistemática

Autor	Estrutura em foco	Foco na chave?	Experimental ?
Algorafi M, Ali A, Othman I et al.	PONTE	NÃO	SIM
Yuan A, Dai H, Sun D et al.	PONTE	NÃO	SIM
Choi J, Park S, Kim H et al.	PONTE	NÃO	SIM
Niwa J, Fakhruddin, Matsumoto K et al.	PONTE	NÃO	SIM
Afefy H, Kassem N, Mahmoud M et al.	LAJES	NÃO	SIM
Le T, Pham T, Hao H et al.	VIGAS	NÃO	SIM
Bu Z, Zhang X, Ye H et al.	PILARES	SIM	SIM E NUMÉR.
Bu Z, Wu W	PONTE	SIM	SIM
Le T, Pham T, Hao H et al.	PONTE	NÃO	SIM
Ahmed G, Aziz O	PONTE	SIM	SIM
Qi J, Bao Y, Wang J et al.	PONTE	NÃO	SIM
Afefy H, Abdel-Aziz M, Kassem N et al.	PONTE	SIM	SIM
Yuen T, Halder R, Chen W et al.	PONTE	NÃO	NÃO
Zhang Z, Wang F, Chi B	PAREDES	SIM	SIM
Yuan A, Zhao X, Lu R	VIGAS	SIM	SIM
Semendary A, Hamid W, Steinberg E et al.	PONTE	NÃO	SIM
Abokifa M, Moustafa M	PONTE	NÃO	SIM
Zhi Q, Kang L, Jia L et al.	PAREDES	NÃO	SIM
Zou Y, Xu D	PONTE	SIM	SIM
Jiang H, Hu Z, Cao Z et al.	PONTE	NÃO	SIM E NUMÉR.
Chen L, Yan J, Xiang N et al.	PONTE	SIM	SIM E NUMÉR.
Luo Z, Wang Y, Wang T	PONTE	SIM	SIM
Ye M, Li L, Li H et al.	PONTE	SIM	SIM
Abedin M, De Caso y Basalo F, Kiani N et al.	PONTE	NÃO	SIM E NUMÉR.
Yu F, Ma K, Yuan B et al.	PONTE	NÃO	SIM

Zhang K, Jia J, Bai Y et al.	PONTE	SIM	SIM
Zheng H, Gong Z, Cui C et al.	PONTE	NÃO	SIM
Hua T, Lin A, Poh W et al	ESTRUT. PARTICULAR	SIM	SIM
Tran D, Pham T, Hao H et al.	VIGAS	NÃO	SIM E NUMÉR.
Kim K, Lee M, Park S et al.	PONTE	SIM	SIM
Cabangon L, Elia G, Rouainia M et al.	TÚNEIS	NÃO	NÃO
Lee W, Fragomeni S, Monckton H et al.	TÚNEIS	NÃO	NÃO
Al-Rousan R, Qudaisat M	ESTRUT. PARTICULAR	SIM	NÃO
Chen J, Wang Y, Zhu Q et al.	PONTE	SIM	SIM
Jain N, Sangita Mishra S	PONTE	NÃO	NÃO
Wang H, Wang N, Liu X et al.	PONTE	SIM	SIM
Chernin L, Newlands M, Khosravi N	ESTRUT. PARTICULAR	NÃO	SIM
Freitas M, Léger P, Bouaanani N	ESTRUT. PARTICULAR	SIM	NÃO
Boretizki J, Albiez M, Myslicki S et al.	ESTRUT. PARTICULAR	NÃO	SIM
Faleiros J	VIGA-PILAR	SIM	SIM

Fonte: Próprio autor.

Das 39 pesquisas, 62,5% são sobre pontes, 55% não possuem foco na chave de cisalhamento, 72,5% são experimentais, 12,5% são experimentais e numéricas e nenhuma delas fala sobre consolos com apoio de chapa de aço ou almofada elastomérica.

Duas pesquisas chamaram atenção por utilizarem também do método numérico ao invés do experimental, essas pesquisas estão pintadas de verde na tabela acima. A pesquisa de Bu et al. (2018) e Al-Rousan; Qudaisat (2023), porém nenhuma delas traz o consolo do pilar com uma viga apoiada.

Além da pesquisa realizada, foi encontrado um trabalho do pesquisador José Hebert Faleiros Junior, o qual foi citado neste artigo e é um trabalho correlato

por se tratar de chaves de cisalhamento na interface viga-pilar em consolos de concreto. Faleiros (2018), utiliza como apoio para a viga uma almofada elastomérica e faz seu estudo de forma experimental. Ao final de seu trabalho, Faleiros recomenda que seja analisado a influência dos esforços com algumas modificações, como a alteração da geometria das rugosidades, a espessura do preenchimento com graute, a alteração do apoio, trocando a almofada elastomérica por chapa de aço ou argamassa e a realização de ensaios com as características de seu trabalho, porém sem as rugosidades.

A fim de obter resultados diferentes, para este trabalho foi definido a variação da geometria da chave de cisalhamento, bem como a espessura do graute e comprimento da viga, além de este ser um estudo numérico, com a utilização do *software*, para conseguir realizar ao fim, uma analogia com o trabalho experimental de Faleiros.

3.1 Conclusões da Revisão Bibliográfica

Após uma revisão bibliográfica minuciosa, foi possível aferir que não existem trabalhos correlatos, todos os trabalhos encontrados faziam menção à chave de cisalhamento, porém uns não a tinham como assunto principal, outros tratavam somente de pontes, outros eram experimentais, e nenhum tratava sobre consolos, somente o de Faleiros (2018), o qual é experimental e indica estudos paramétricos para entender as influências das variáveis.

A Figura 3.2 mostra o assunto mais relevante através da *string* utilizada. A imagem foi obtida através do *software VOSViewer*.

4. MATERIAL E MÉTODOS

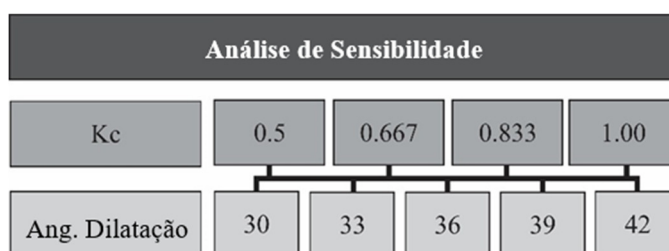
Foram realizadas 28 simulações, que são a combinação dos 3 fatores que serão alterados: O comprimento da viga, variando em 7 tamanhos (5m, 4,8m, 4,6m, 4,4m, 4,2m, 4m e 3,8m), 2 profundidades de dentes da chave de cisalhamento em si (1cm e 2cm) e 2 espaçamentos diferentes entre os dentes, alterando o número total. Além das 28 simulações, foram realizadas outras 7 sem a geometria da chave de cisalhamento, somente alterando o comprimento da viga para efeitos comparativos.

4.1 Calibração e estudo paramétrico

Para realizar o estudo, primeiramente foi necessário fazer a calibração do modelo no *software* ABAQUS. O trabalho de Neuberger et al. (2023) faz a calibração do modelo para realizar um estudo sobre consolos através de uma análise de sensibilidade. Este trabalho apresenta uma calibração tendo como base valores de ensaios experimentais obtidos anteriormente.

Dois parâmetros específicos do GDP foram analisados, sendo eles o fator de forma do plano desviatório (K_c) e o ângulo de dilatação (ψ). Segundo Lubliner et al. (1989), o valor de K_c pode variar entre 0,5 e 1,0. Behnam; Kuang; Samali (2018) dizem que o ângulo de dilatação geralmente varia entre 30° e 42°. Neuberger et al. (2023) testaram o fator de forma (K_c) com quatro valores distintos e o ângulo de dilatação (ψ) com cinco valores, totalizando 20 análises, como é possível visualizar na Figura 4.1.

Figura 4.1 - Valores da análise de sensibilidade



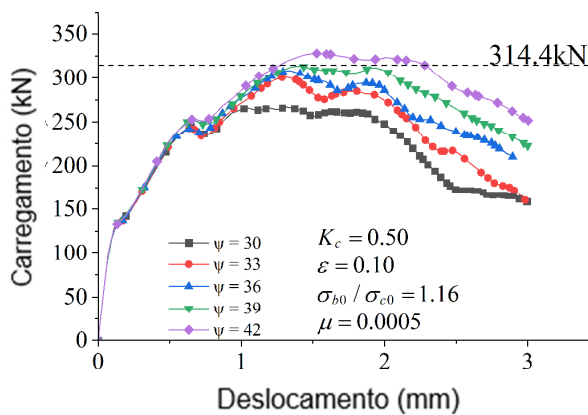
Fonte: Adaptado de Neuberger et al. (2023)

A pesquisa de Neuberger et al. apresenta duas avaliações dos resultados, a primeira com o fator de forma constante, variando o ângulo de dilatação e a outra mantendo o ângulo de dilatação constante e variando o fator de forma.

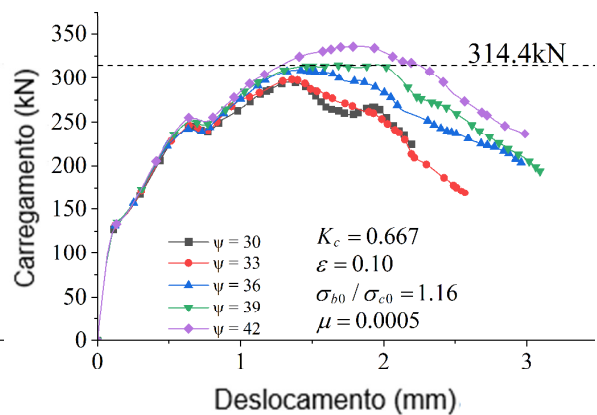
Observou-se que o ângulo de dilatação tem grande influência na resistência última alcançada pelo modelo, e que há uma tendência de crescimento da resistência quando se aumenta o valor do ângulo de dilatação.

A melhor resposta apresentada dentre as opções analisadas e comparadas com o modelo experimental foi obtida com o ângulo de dilatação igual a 39° e o fator de forma de 0,667, como é possível aferir através da Figura 4.2.

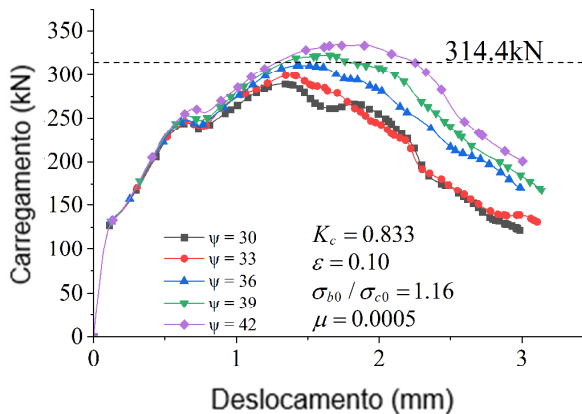
Figura 4.2 - Análise de sensibilidade com K_c constante e diferentes ângulos de dilatação



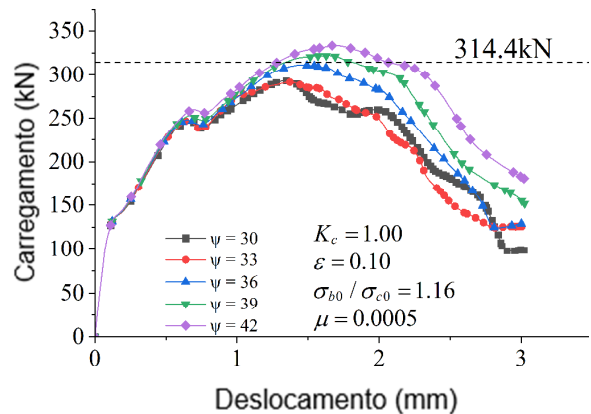
(a) Análise de sensibilidade com $K_c = 0.50$.



(b) Análise de sensibilidade com $K_c = 0.667$.



(c) Análise de sensibilidade com $K_c = 0.833$.



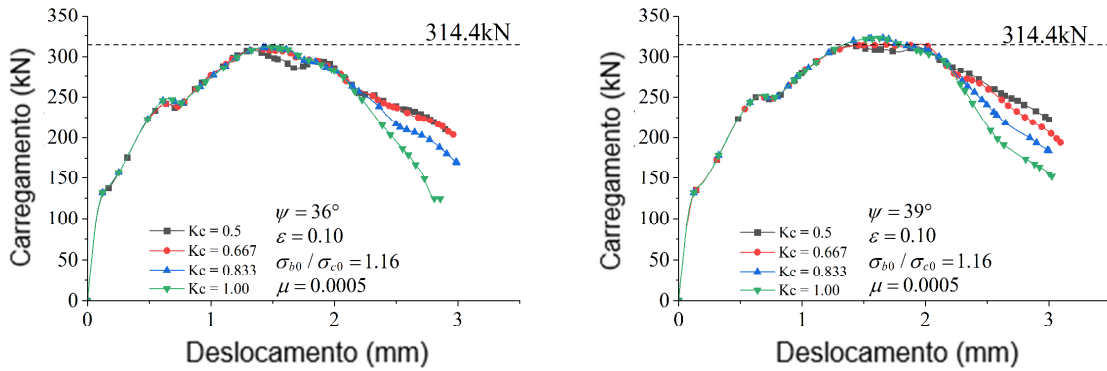
(d) Análise de sensibilidade com $K_c = 1.00$.

Fonte: Adaptado de Neuberger et al.

Ao analisar a influência do fator de forma do plano desviatório (K_c) quando o ângulo de dilatação (ψ) e todas as outras variáveis do CDP são constantes, Neuberger et al. concluíram que o K_c tem pouca influência no comportamento até

a ruptura, afetando principalmente o trecho pós-pico da curva carga × deslocamento, como é mostrado na Figura 4.3, onde são mostrados os resultados com o ângulo de dilatação igual a 36° e 39°.

Figura 4.3 - Análise de sensibilidade com ψ constante e diferentes K_c



(a) Análise de sensibilidade com $\psi = 36$.

(b) Análise de sensibilidade com $\psi = 39$.

Fonte: Adaptado de Neuberger et al. (2023)

Utilizando o modelo experimental para efeitos de comparação, os pesquisadores concluíram que a melhor correspondência de resultados foi com os valores de K_c igual a 0,667 e ψ igual a 39°, os quais também serão utilizados neste trabalho.

4.2 Análise dos resultados

Ao fim do estudo, após obter os resultados das simulações, estes serão comparados com os resultados das normas apresentadas durante o trabalho (NBR, PCI, Eurocode 2 e CEB-FIP), para ver o quão satisfatório foi o estudo e se deverá ser considerado posteriormente.

Da mesma maneira, será investigado a influência das variáveis independentes na razão da força na chave pela força no consolo. Será utilizado um modelo de regressão simples linear a múltiplas variáveis.

Outro objetivo é a tentativa de encontrar uma relação que maximiza a força na chave com base na fixação do comprimento e variando as profundidades do vão entre a viga e o pilar e variando o número de dentes da chave.

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Utilizando os parâmetros do *Concrete Damage Plasticity* (CDP) apresentados nos aspectos fundamentais e citados na metodologia, foi realizado diversos testes para mostrar a confiabilidade da simulação destes consolos, os quais serão apresentados neste capítulo.

5.1 Dimensionamento da viga

Inicialmente, foi realizado um cálculo para dimensionamento da viga a ser apoiada no consolo estudado por Neuberger et al (2023). Como as dimensões do consolo não eram muito grandes (20cm de largura por 30cm de comprimento por 40cm de altura), foi necessário realizar alguns ajustes durante o cálculo da viga para fazer com que ela passasse nos testes e não se rompesse, uma vez que o presente trabalho visa estudar a chave de cisalhamento e não a viga.

Dessa forma, para o cálculo da viga, foi considerado:

$$L_{ef} = L_{total} - 2 \times dist. centro = 500 - 2 \times 12 = 476cm \quad (27)$$

Sendo,

L_{ef}: Comprimento Equivalente

Dist centro: Distância do centro de apoio da viga na chapa de aço até a face da viga.

Após alguns testes, foi constatado que a altura da viga que passaria nas validações seria a altura de 100cm, por isso, os cálculos seguintes levam esse valor em consideração.

Para ensaio, não serão considerados dois tipos de concreto, um para a viga e outro para a capa, dessa forma, será ensaiado como se fosse uma viga de concreto de 100cm de altura. Para reproduzir essa viga em ensaios experimentais, deverá ser utilizado a viga com altura de 85cm e a capa de 15cm, porém com o mesmo concreto, o que não alterará os valores a seguir.

Consideram-se coeficientes de majoração de esforços e minoração do aço, pois o rompimento ocorre no ponto da ligação, devendo a viga permanecer intacta.

No ensaio experimental utilizado no trabalho de Neuberger et al (2023) para calibração do modelo, a cortante máxima de ruptura do consolo encontrada foi de

314,4 kN, porém como inicialmente está sendo realizada somente uma validação do modelo, o valor considerado foi metade disso, 157,2 kN.

Em seguida, segue o memorial de cálculo para dimensionamento da viga.

Peso próprio da viga + capa: $p = b \times h \times \gamma_c = 0,20 \times 1 \times 25 = 5 \text{ kN/m}$

$$V_k = g \times \frac{L}{2} + \frac{F}{2} \rightarrow F = 2 \times 157,2 - \frac{4,76 \times 5}{2} \rightarrow F = 302,5 \text{ kN}$$

Momento característico:

$$M_k = p \times \frac{L^2}{8} + \frac{F \cdot L}{4}$$

$$M_k = 5 \times \frac{4,76^2}{8} + \frac{302,5 \times 4,76}{4}$$

$$M_k = 374,14 \text{ kN.m}$$

Por conta de estar utilizando o mesmo concreto do consolo, será utilizado o valor do f_{cm} do consolo já ensaiado, no valor de 43,09 Mpa.

$$KMD = \frac{M_d}{(b_w \times d^2 \times f_{cm})}$$

$$KMD = \frac{374,14 \times 1,4}{(0,20 \times 0,95^2 \times 43090)} = 0,0673$$

Para vigas retangulares:

$$KMD = 0,68 \times KX - 0,272 \times KX^2$$

$$0,0673 = 0,68 \times KX - 0,272 \times KX^2$$

$$KX = 0,1033$$

Como:

$$KX = \frac{x}{d}$$

$$0,1033 = \frac{x}{100}$$

$X = 10,33 \text{ cm}$ (Linha neutra).

$$KX = 0,1033$$

$$KZ = 1 - 0,4 \times KX$$

$$KZ = 1 - 0,4 \times 0,1033$$

$$KZ = 0,959$$

$$A_s = \frac{M_d}{(KZ \times d \times f_s)}$$

$$A_s = \frac{523,79 \times 1,4}{(0,959 \times 0,95 \times \frac{50}{1,15})}$$

$$A_s = 13,23 \text{ cm}^2$$

Dessa forma, serão utilizados 3ø25mm.

Armadura de Pele:

Sendo a altura total da peça viga e capa igual à 1m, de acordo com o item 17.3.5.2.3 da NBR 6118:2014, deve ser utilizada armadura lateral mínima de 0,10% Ac, alma em cada face da viga.

$$A_{s,pele} = 0,10\% A_{c,alma}$$

$$A_{s,pele} = 0,10\% \times 20 \times 100$$

$$A_{s,pele} = 2 \text{ cm}^2$$

Portanto, serão utilizadas 4 barras de ø8mm em cada face

Armadura transversal (estribos):

Utilizando o Modelo I de cálculo de acordo com o item 17.4.2.2 da NBR 6118-2014 que admite bielas com inclinação de ângulo = 45° e Vc constante independente de Vsd.

$$V_{sd} = V_k \times 1,4$$

$$V_{sd} = 157,2 \times 1,4 = 220,08 \text{ kN}$$

Verificação da diagonal de compressão do concreto:

$$V_{Rd2} = 0,27 \times \alpha_{v2} \times f_{cd} \times b_w \times d$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{43,090}{250} = 0,83$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \times 0,83 \times \frac{43090}{1,4} \times 0,2 \times 0,95$$

$$V_{Rd2} = 1310,52 \text{ kN}$$

Como $V_{Rd2} > V_{sd}$, então não há esmagamento do concreto das bielas.

Força cortante resistida pelo concreto:

$$V_c = 0,6 \times f_{ctd} \times b \times d$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c}$$

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

$$f_{ct,m} = 0,3 \times \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

$$f_{ct,m} = 0,3 \times \sqrt[3]{43,09^2} = 3,69$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \times 3,69 = 2,58$$

$$f_{ctd} = \frac{2,58 \times 1000}{1,4} = 1843,64 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$V_c = 0,6 \times 1843,64 \times 0,2 \times 0,95 = 210,17 \text{ kN}$$

Força cortante resistida pela armadura transversal:

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c$$

$$V_{sw} = 220,08 - 210,17$$

$$V_{sw} = 9,91 \text{ kN}$$

Espaçamento dos estribos, adotando $\varnothing 8\text{mm}$:

$$\frac{A_{sw}}{S} = \frac{V_{sw}}{(0,9 \times d \times f_{ywd})}$$

$$\text{Área do estribo} = 0,2$$

$$S = (0,9 \times 0,2 \times 100 \times \frac{50}{1,15} \times 0,2 \times 2) / 9,91$$

$$S = 150,12 \text{ cm}$$

$$A_{sw,min} = p_{w,min} \times 100 \times b_w$$

$$p = 0,15$$

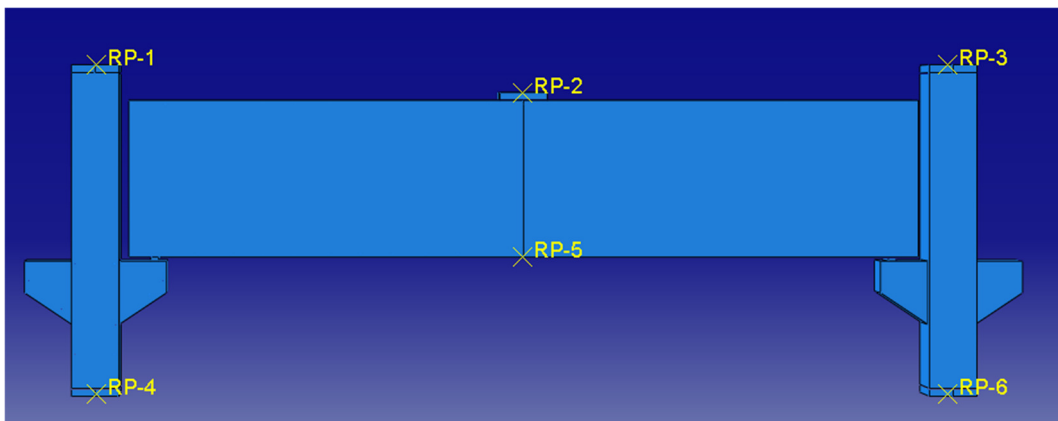
$$A_{sw,min} = 3 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Portanto, serão utilizados estribos de $\varnothing 6,3\text{mm}$ c/20cm.

5.2 Modelagem no *Software*

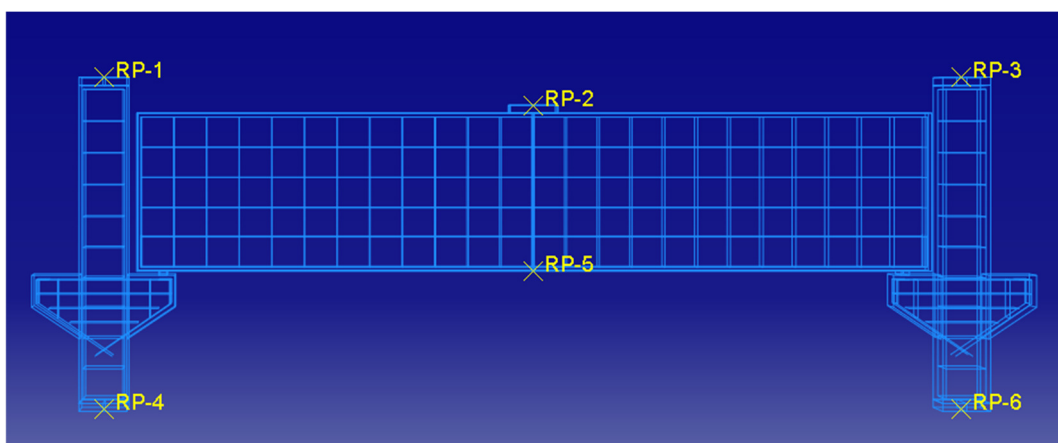
Após o dimensionamento da viga, foi iniciado a modelagem no *software*. Foi aproveitado as dimensões do modelo ensaiado por Neuberger et al (2023), uma vez que este já estava parametrizado e validado com seu respectivo ensaio experimental. Única alteração realizada na estrutura pilar/consolo, foi o alongamento do pilar e remanejamento do consolo, a fim de que o topo da viga não ficasse acima do topo do pilar, mudanças estas que não fazem diferença nos resultados obtidos da validação do trabalho anterior. A estruturada completa modelada pode ser vista através da Figura 5.1 e a estrutura de arame (somente as barras de aço) pode ser visualizada na Figura 5.2.

Figura 5.1 – Estrutura viga-pilar modelada no *software*



Fonte: Próprio Autor

Figura 5.2 – Estrutura de arame do modelo

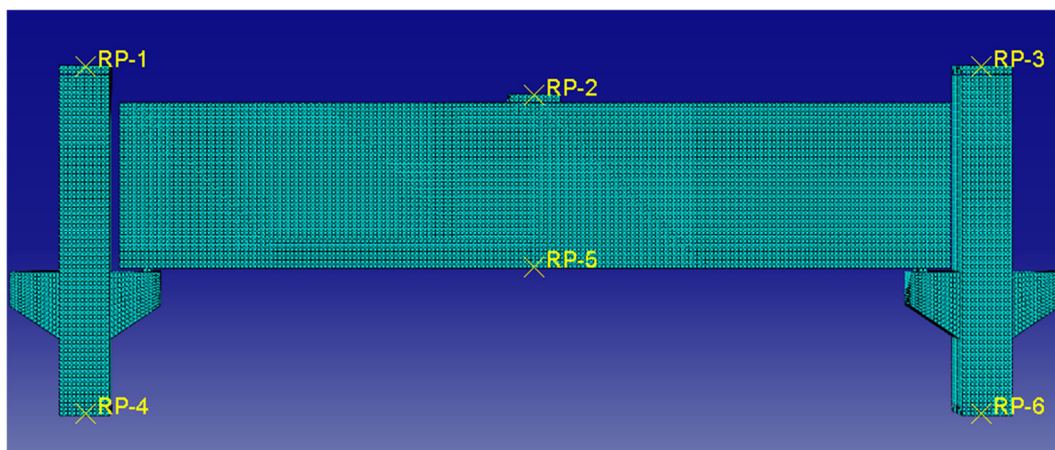


Fonte: Próprio Autor

Para otimizar o tempo de processamento, foi definido o tamanho da malha de todos os elementos como 25mm, sendo o elemento utilizado T3D2, referente à

malha linear, como é possível ver na Figura 5.3. A malha quadrática poderia trazer resultados mais acurados, porém por conta do tamanho da estrutura, o tempo de processamento ficaria inviável para a realização do estudo.

Figura 5.3 – Malha da estrutura



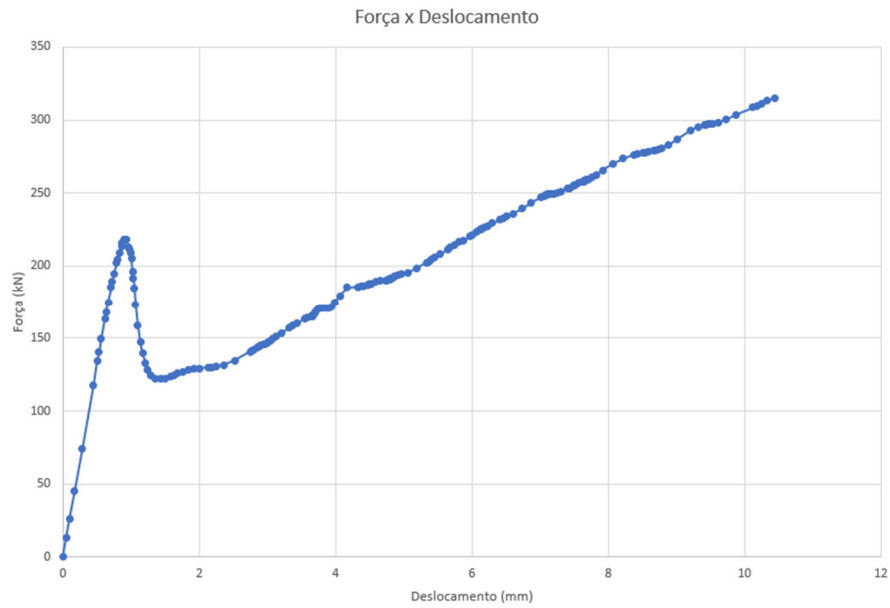
Fonte: Próprio Autor

De acordo com o dimensionamento da viga, o primeiro teste foi realizado com as medidas apresentadas anteriormente, com um deslocamento no centro da viga de 10mm com sentido para baixo. A fim de coletar os dados desse deslocamento, foi modelado uma placa de carregamento no centro da viga de 30cm x 20cm para que não houvesse uma concentração de tensões enorme em um único nó no sistema. O ponto de referência (RP-2) foi colocado sobre essa placa, exatamente no meio.

Antes de obter os resultados procurados, foi realizado uma simulação com malha de 50mm para todos os elementos, para acelerar a finalização do processamento e verificar que todo o sistema estava funcionando perfeitamente.

Ao obter os resultados, foi realizado um gráfico com a curva tensão-deformação e foi constatado que o deslocamento de somente 10mm não foi necessário para atingir o escoamento da armadura, como é possível ver na Figura 5.4.

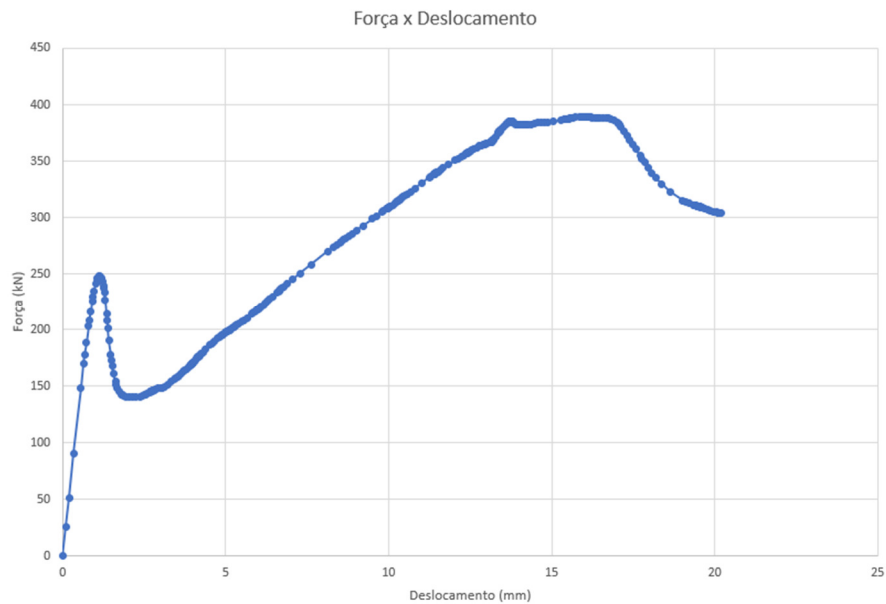
Figura 5.4 – Curva Força x Deslocamento com deslocamento de 10mm



Fonte: Próprio Autor

Por conta de não ter atingido o resultado esperado, colocou-se no RP-2 um deslocamento de 20mm no sentido vertical para baixo, fazendo com que a armadura escoasse e fosse obtido o resultado buscado, como é mostrado na Figura 5.5.

Figura 5.5 – Curva Força x Deslocamento com deslocamento de 20mm



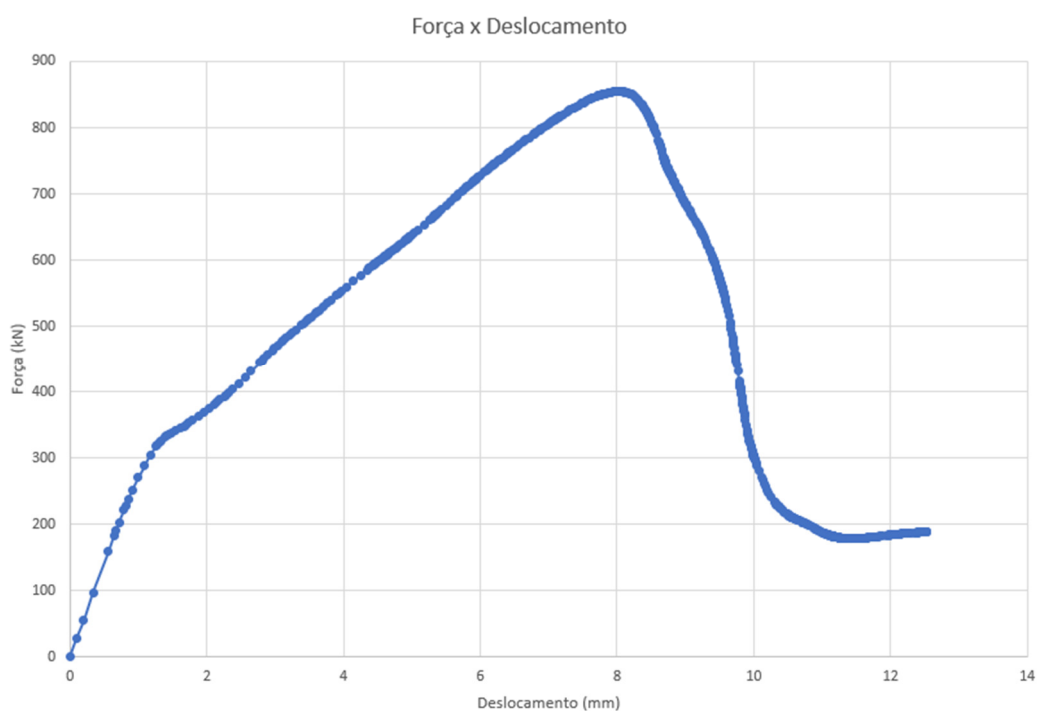
Fonte: Próprio Autor

Após a execução do teste inicial com a malha de 50mm, com o deslocamento de 20mm para baixo no centro da viga, foi possível dar prosseguimento aos estudos com a malha desejada, igual a 25mm.

O tempo de processamento do modelo anterior com a malha de 50mm, foi de aproximadamente 42 minutos. Ao atualizar todo o modelo (sólidos e barras) para 25mm, o *software* foi utilizado em segundo plano para execução do modelo e continuou sendo executado por aproximadamente 15 horas. Ao ver que o modelo já tinha atingido o pico e armadura já havia escoado, optou-se por parar o trabalho e coletar os dados até aquele ponto.

Foi encontrado uma força resultante máxima de 854,43 kN, como é possível ver na Figura 5.6. Esse valor ocorreu quando o deslocamento estava em aproximadamente 8mm, na iteração 225. Como o modelo possui dois consolos, pode-se concluir que a força resistida por cada consolo é da metade desse valor, ou seja, 427,21kN.

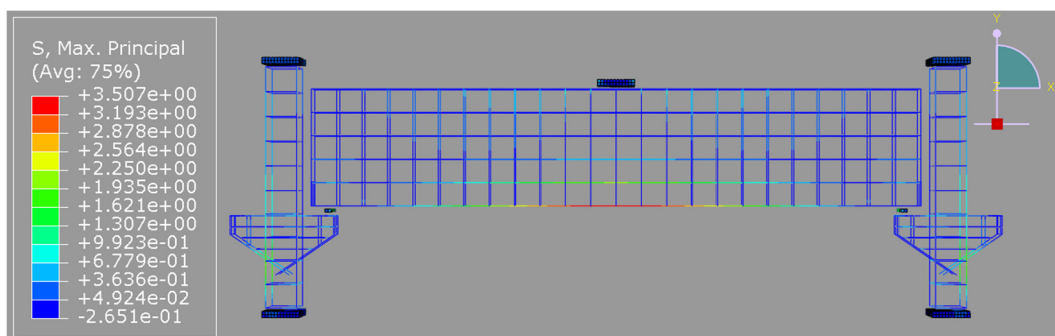
Figura 5.6 – Curva Força x Deslocamento na malha de 25mm



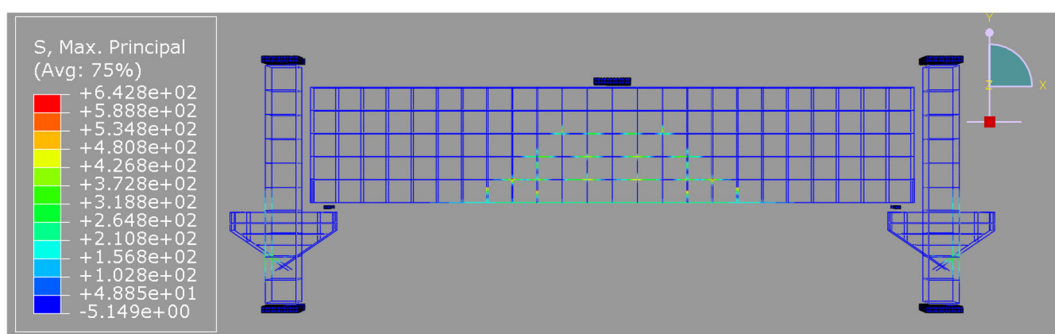
Fonte: Próprio Autor

Através do *software*, também é possível obter algumas imagens de como o modelo se comportou em determinada iteração. Na Figura 5.7, é possível ver o comportamento da armadura da viga e dos pilares nas iterações “1”, “100”, “225” (onde houve o pico de deformação da armadura) e a “400”, onde o material estava bastante deteriorado.

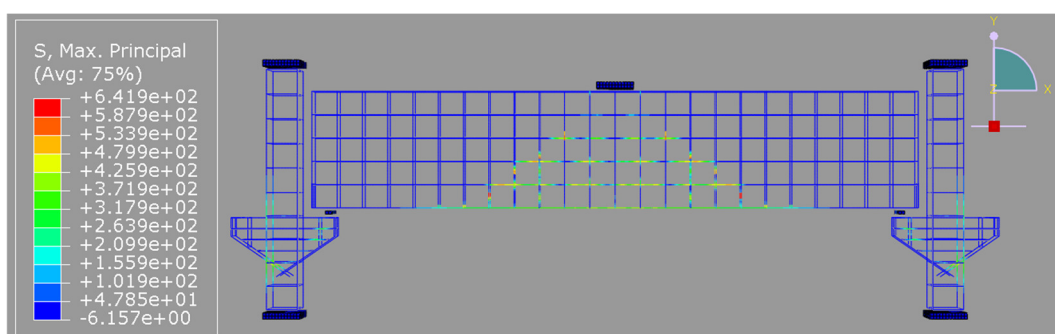
Figura 5.7 – Tensões Máximas Principais da Armadura



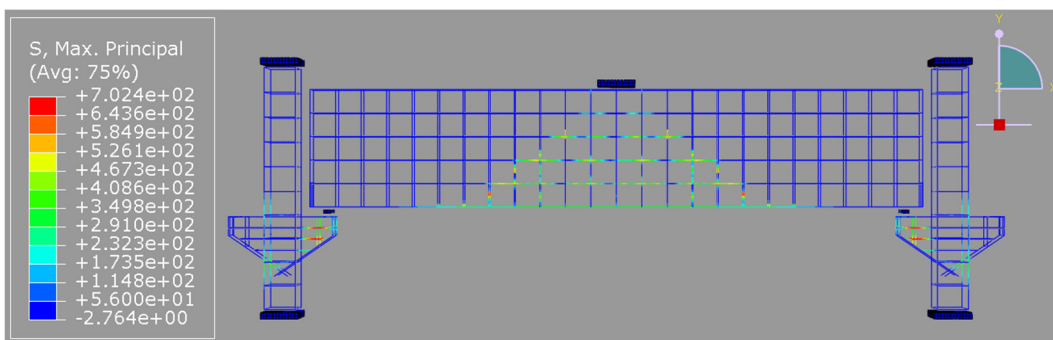
a) Iteração “1”



b) Iteração “100”



c) Iteração “225”

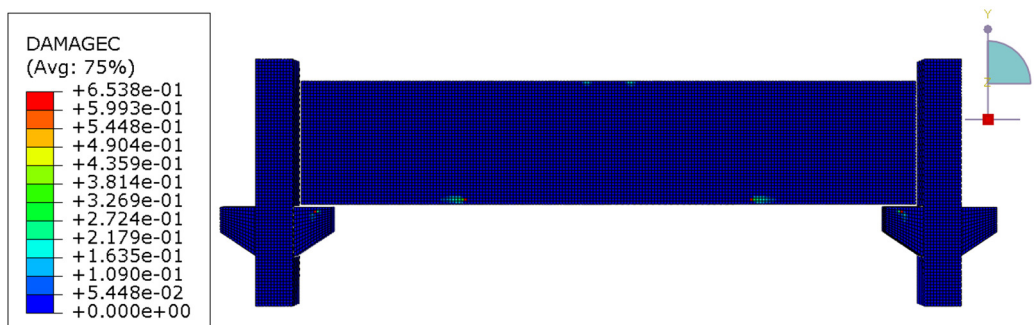


d) Iteração "400"

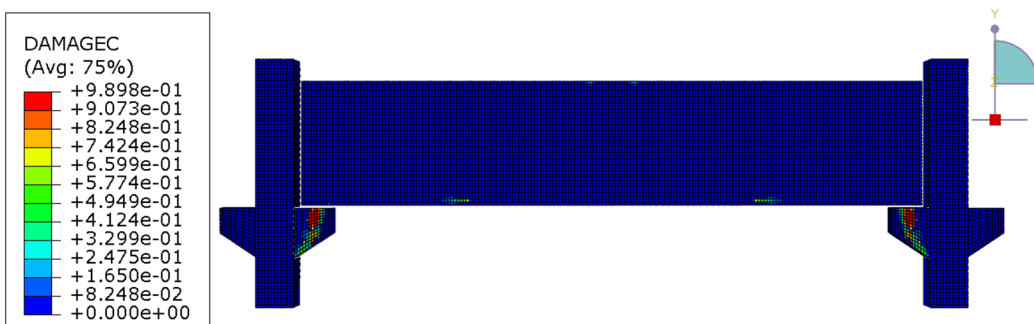
Fonte: Próprio Autor

Na Figura 5.8, é possível ver os danos de compressão do concreto nas iterações "225", "400" e "700". Por ser a área mais afetada, os danos de compressão se concentram principalmente no consolo do pilar.

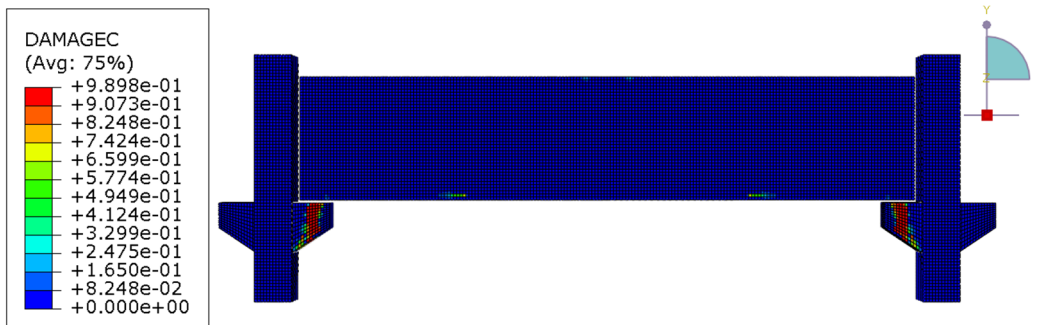
Figura 5.8 – Dano de compressão do modelo



a) Iteração "225"



b) Iteração "400"

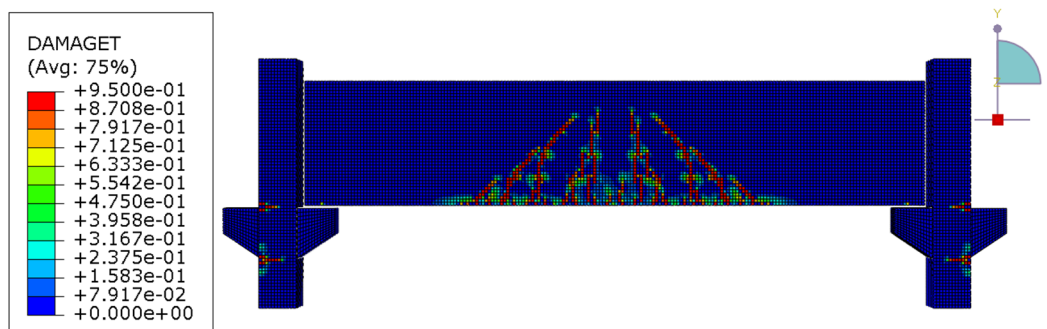


c) Iteração "700"

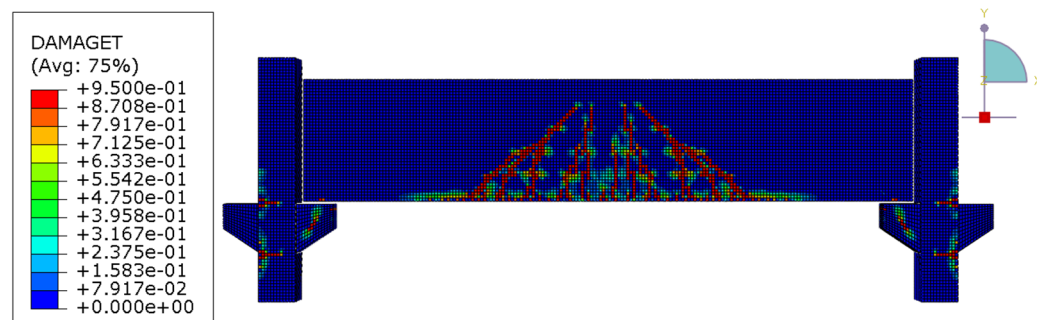
Fonte: Próprio Autor

Na Figura 5.9, é possível verificar o dano de tração do modelo. Principalmente na região inferior da viga e posteriormente no consolo.

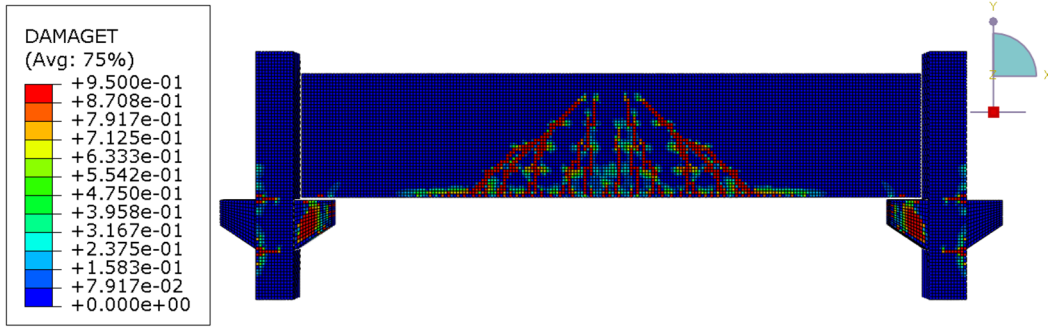
Figura 5.9 – Dano de tração do modelo



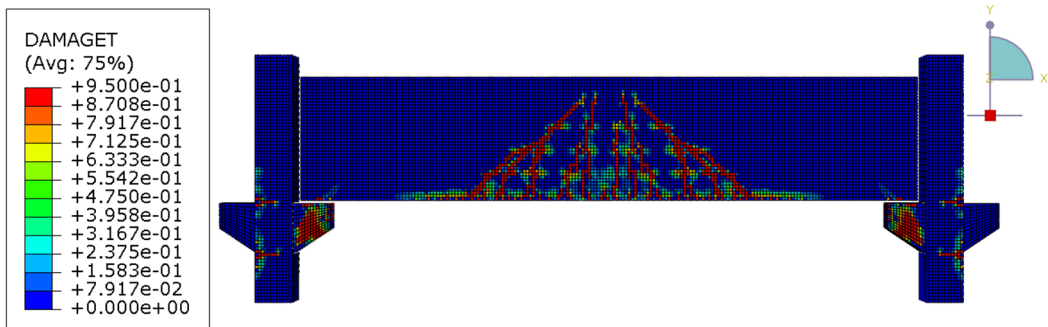
a) Iteração "100"



b) Iteração "225"



c) Iteração "400"



d) Iteração "700"

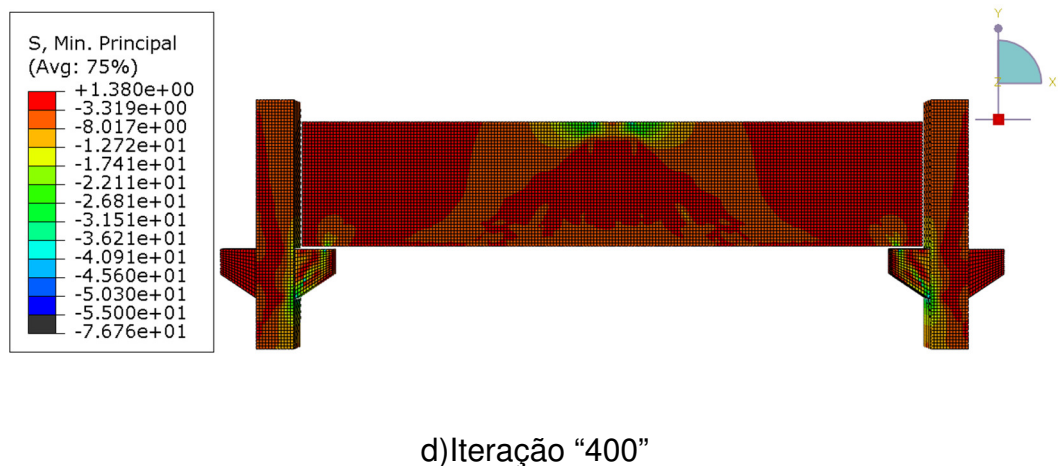
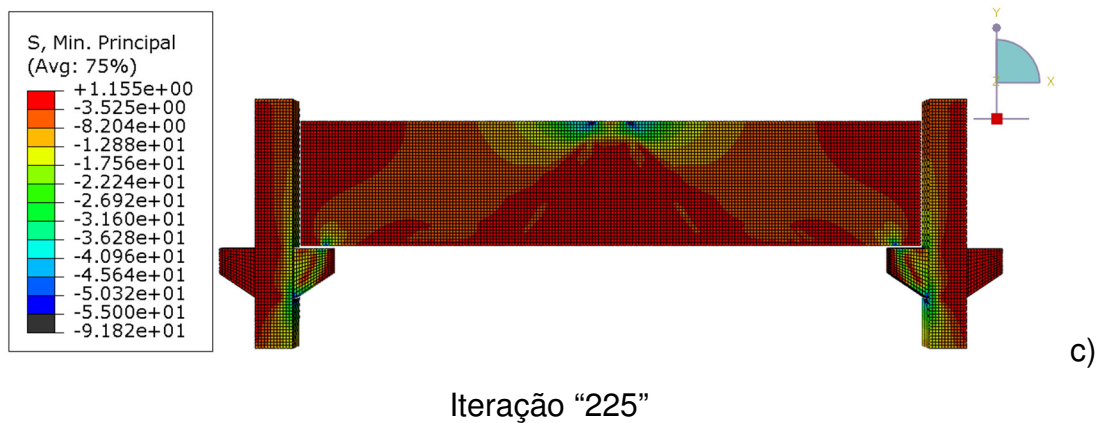
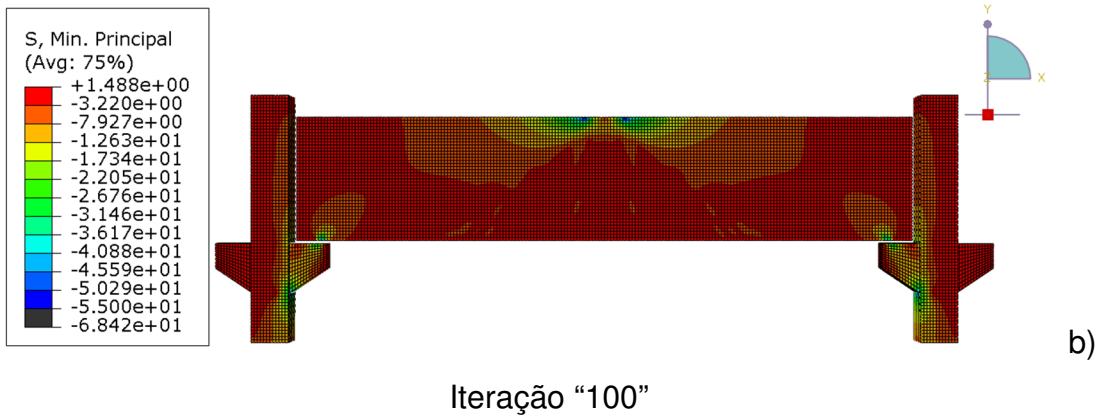
Fonte: Próprio Autor

Por fim, analisou-se no modelo as tensões mínimas principais do concreto, sendo observado uma maior concentração de tensões na parte superior da viga, como mostra a Figura 5.10.

Figura 5.10 – Tensões Mínimas Principais do Concreto



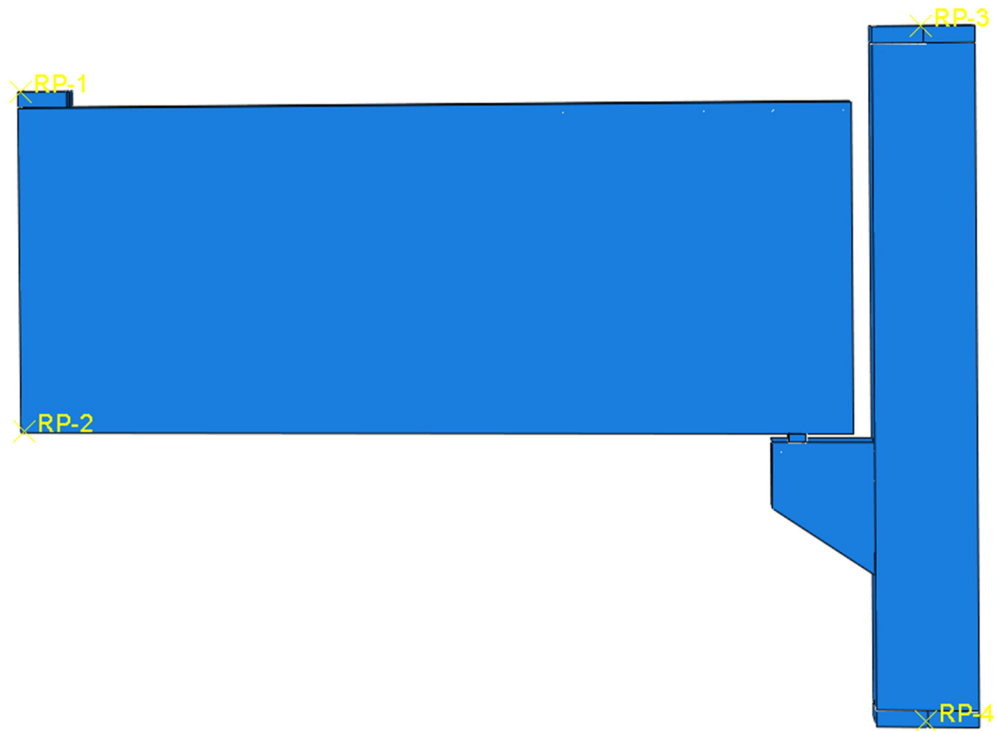
a) Iteração "1"



Fonte: Próprio Autor

A fim de otimizar o trabalho, o modelo computacional foi experimentado também de fórmula simétrica, como é mostrado na Figura 5.11. Com o modelo simétrico, o tempo para execução do modelo diminui consideravelmente.

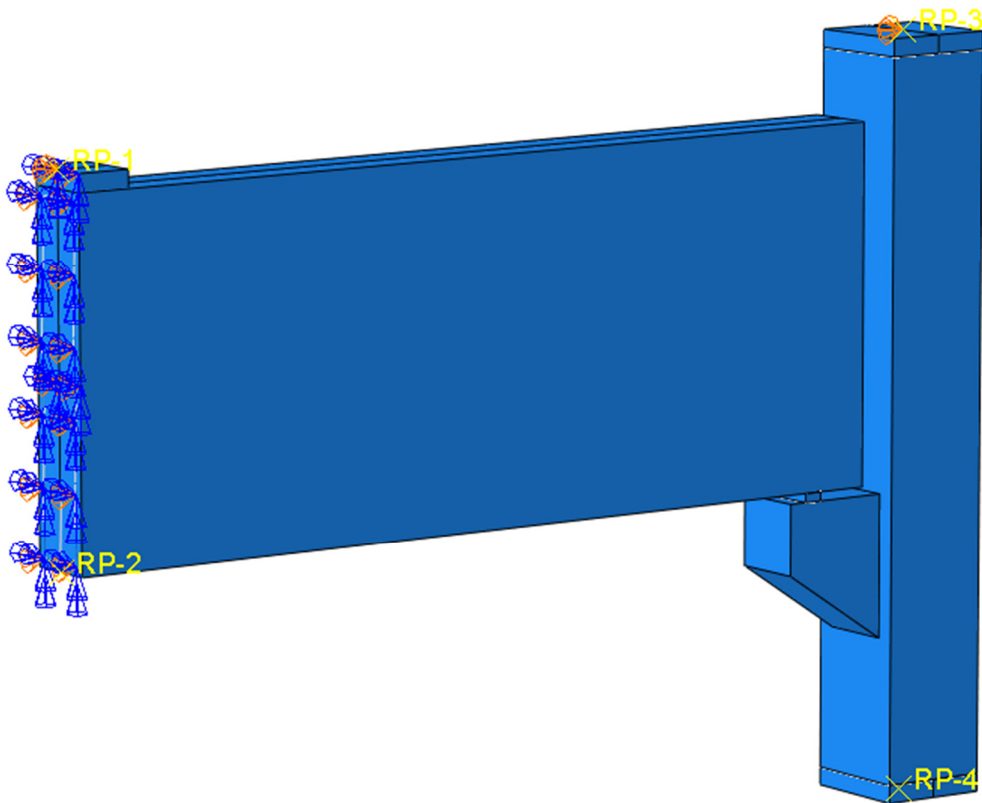
Figura 5.11 – Modelo simétrico executado no *software*



Fonte: Próprio Autor

Para configurar no *software* a simetria, é necessário realizar uma fixação do modelo na face simétrica em todos os sentidos, mostrando, dessa forma, que o que acontece no lado desenhado, também ocorre no outro, afirmando a simetria, como mostra a Figura 5.12.

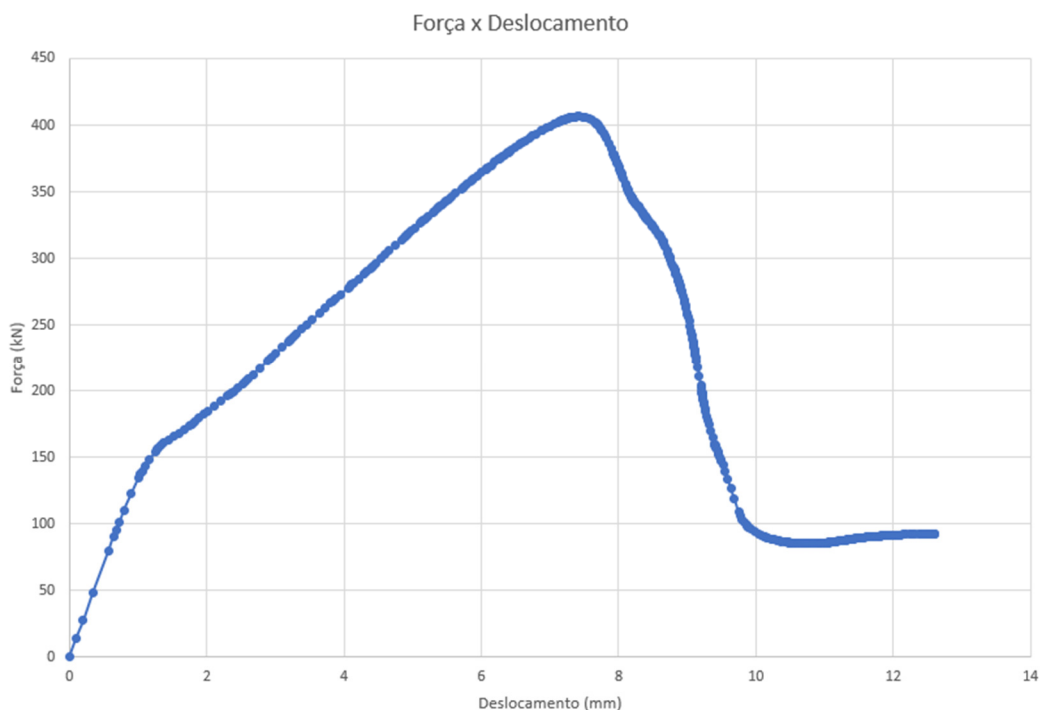
Figura 5.12 – Modelo simétrico e suas restrições



Fonte: Próprio Autor

Após a realização da modelagem do modelo simétrico, ele foi submetido para execução dos testes e após quase 500 iterações e em torno de 8 horas de processamento, o mesmo aconteceu com o modelo anterior. O pico já havia sido atingido e a armadura escoado, logo, foi colhido os valores da curva força x deslocamento.

Figura 5.13 – Curva Força x Deslocamento no modelo simétrico



Fonte: Próprio Autor

Com os dados é possível observar que o pico da armadura foi atingido quando o deslocamento atingiu aproximadamente 7,43mm, e a força máxima foi de 406,46kN, uma diferença de apenas 20,75kN, ou aproximadamente 5%.

Dessa forma, é possível concluir que, levando em consideração que o tempo de processamento do modelo simétrico é quase a metade do convencional, e que o número de testes desse trabalho é bastante expressivo, a diferença é aceitável.

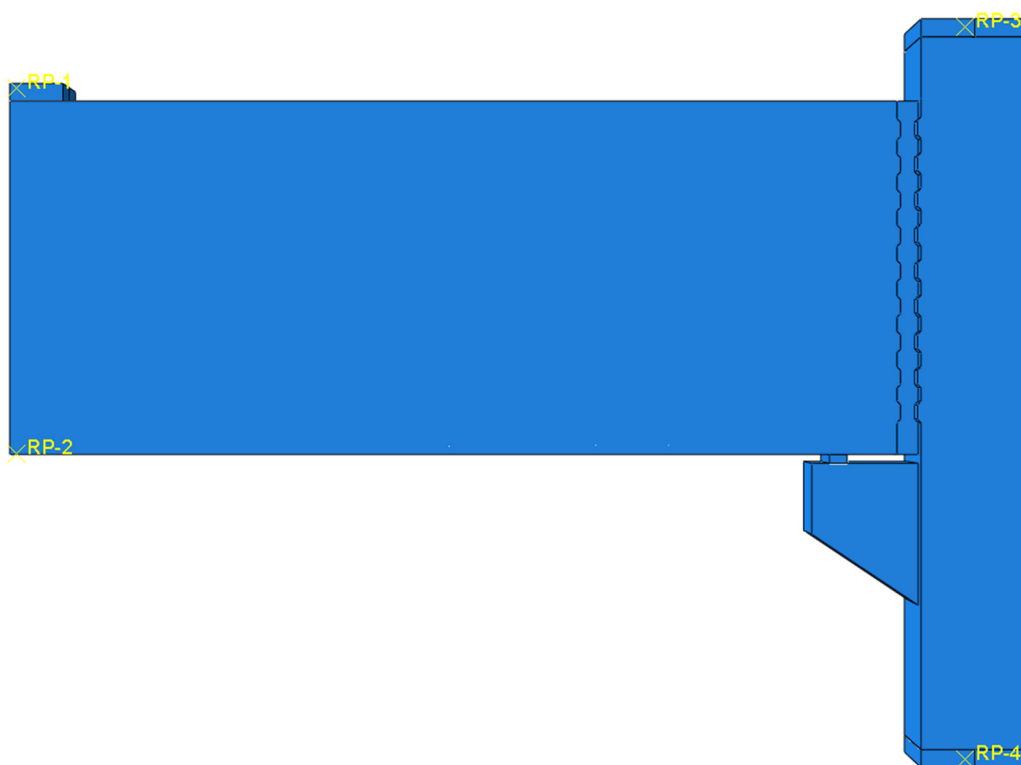
5.3 Modelagem das vigas com chave de cisalhamento

Após toda a etapa de validação ser finalizada, iniciou-se os testes com as vigas propostas. A ordem de ensaios sempre partia do comprimento. Iniciou-se os ensaios com as vigas de 5,00, primeiramente com a chave de cisalhamento com 4 cm de largura e o espaçamento viga-pilar com 4 cm. Depois alterou-se o espaçamento viga pilar para 6 cm e manteve-se a largura do dente da chave. Em terceiro lugar, alterou-se a largura do dente da chave para 8 cm e foi feito o ensaio com 4 cm de espaçamento viga-pilar. Em quarto lugar foi alterado o espaçamento

viga-pilar para 6cm e testado. Por fim, retirou-se o concreto da chave de cisalhamento e foi ensaiado a viga sem a chave para efeitos comparativos. Todos esses testes foram realizados 7 vezes, alterando o seu comprimento até chegar em 3,80 m, variando 20 cm a cada viga.

Dessa forma, a primeira viga ensaiada foi a V1, com comprimento igual a 5,00m, largura do dente igual a 4 cm e espaçamento viga-pilar de 4 cm. O tempo de processamento foi de aproximadamente 12 horas e foi obtido o resultado apresentado na Figura 5.14.

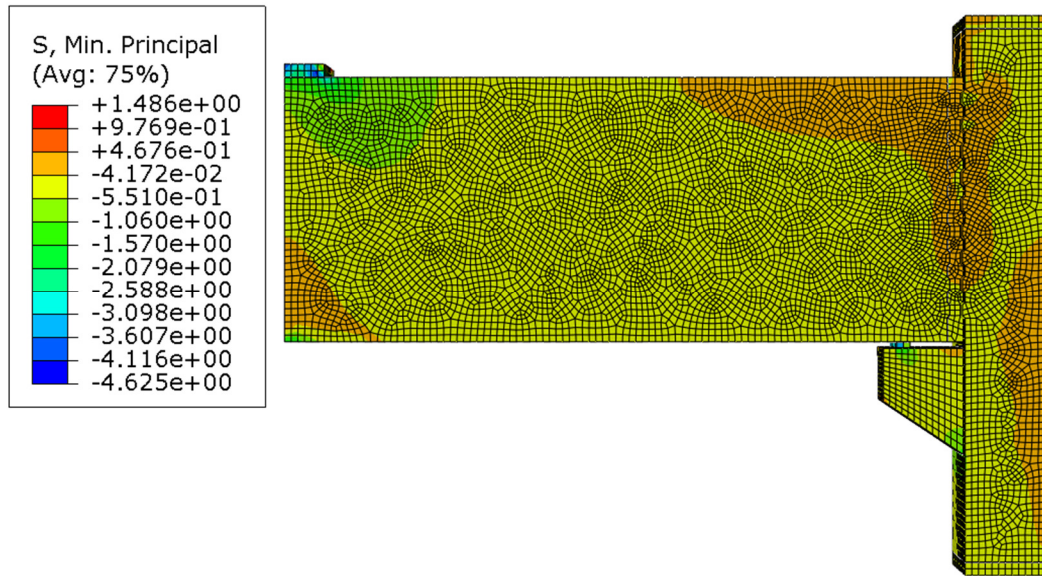
Figura 5.14 – Modelagem da V1 no *software*



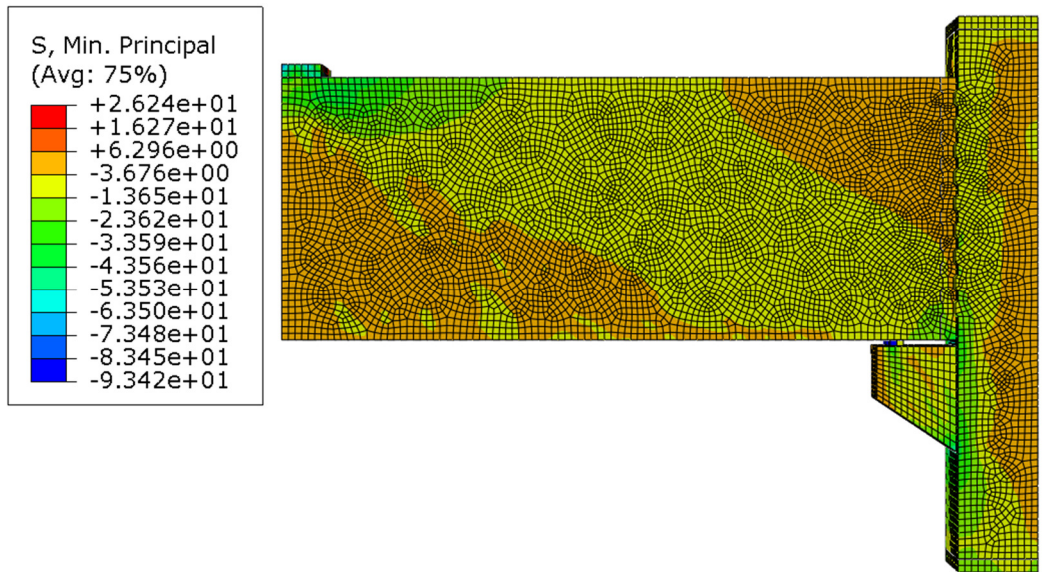
Fonte: Próprio Autor

Ao observar as tensões mínimas, é possível notar que sempre o caminho das tensões vai do carregamento da parte superior da viga até o consolo, com tendência a sempre se romper na biela, como é possível verificar na Figura 5.15.

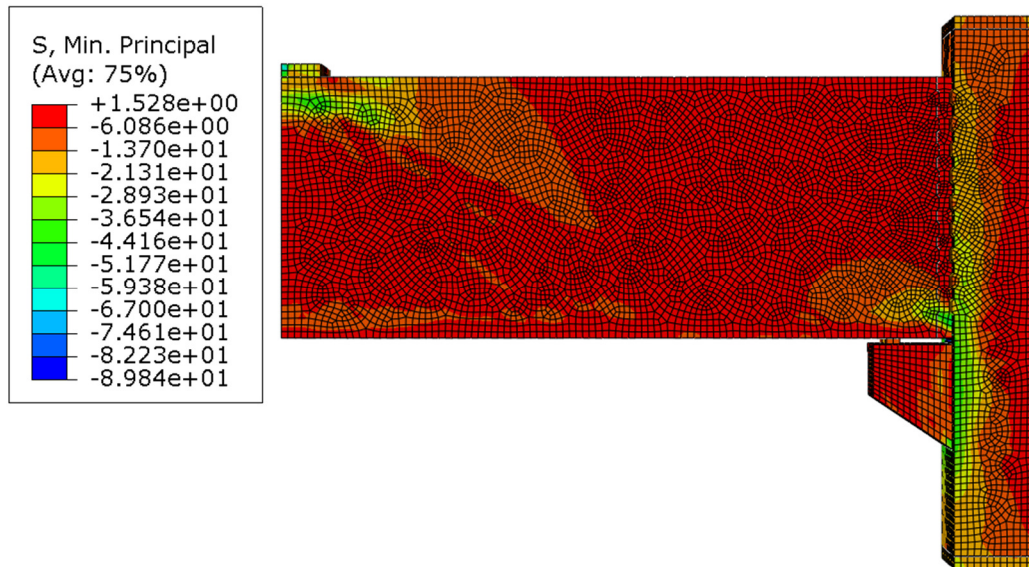
Figura 5.15 – Tensões Mínimas Principais do Concreto da V1



(a) Iteração Inicial



(b) Iteração de Pico

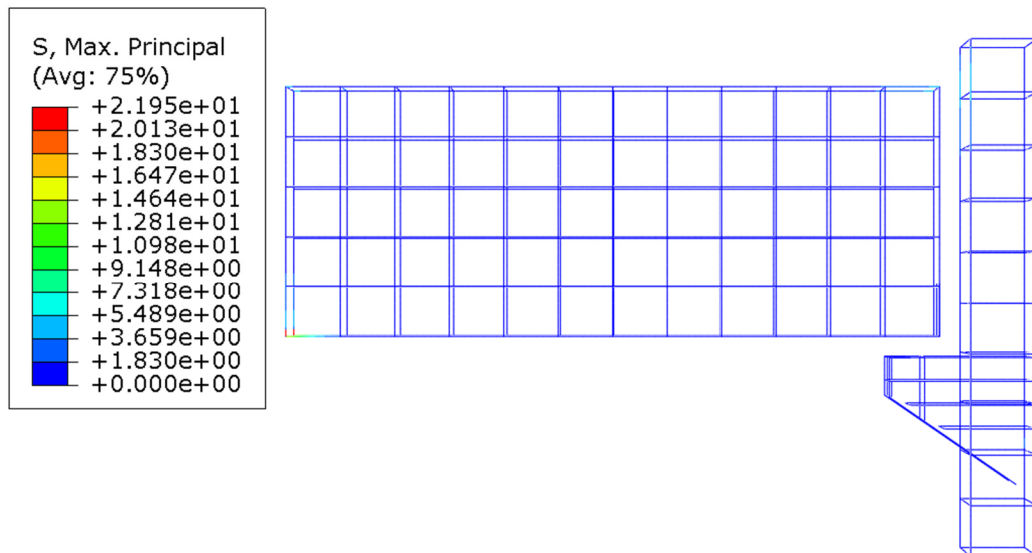


(c) Iteração Final

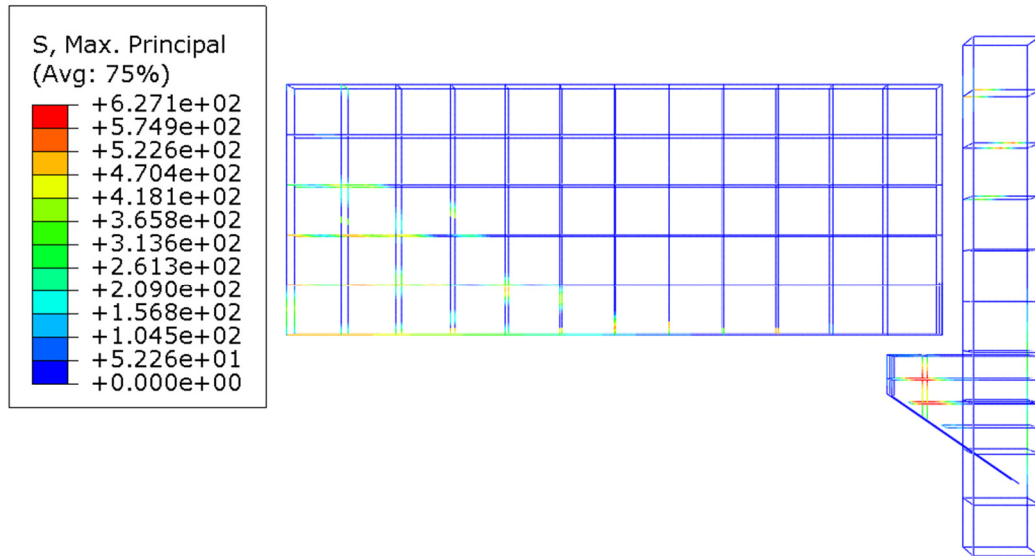
Fonte: Próprio Autor

Quando é observado as tensões máximas principais da armadura, pode ser visto que a armadura com maior esforço é sempre na parte inferior da viga na região central e nos tirantes do consolo, como mostra a Figura 5.16.

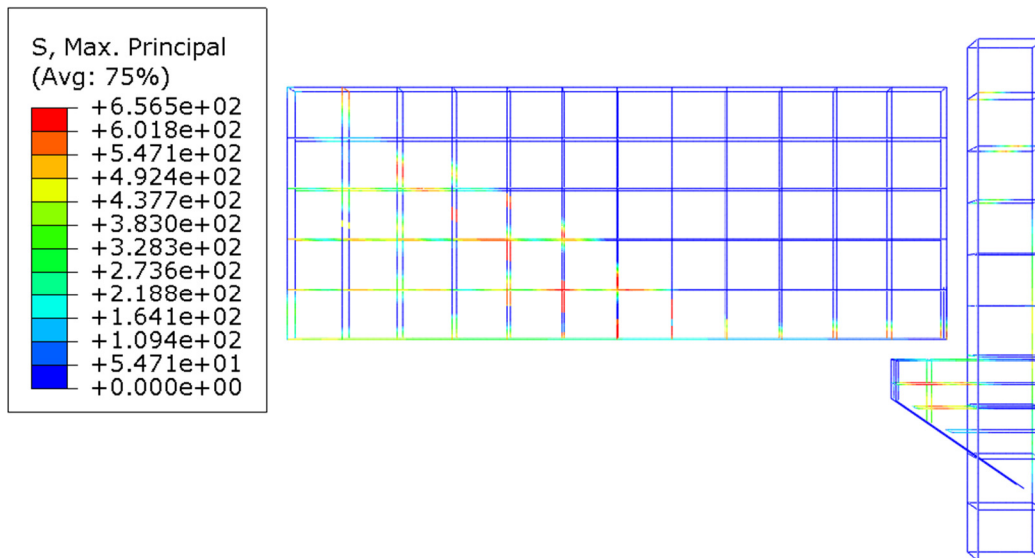
Figura 5.16 – Tensões Máximas Principais do Aço da V1



(a) Iteração Inicial



(b) Iteração de Pico

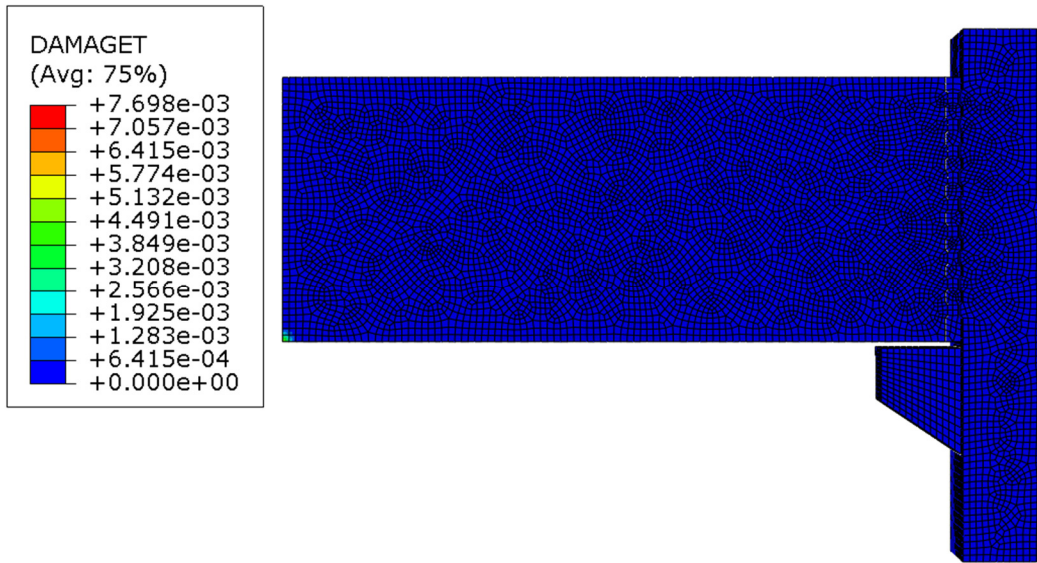


(c) Iteração Final

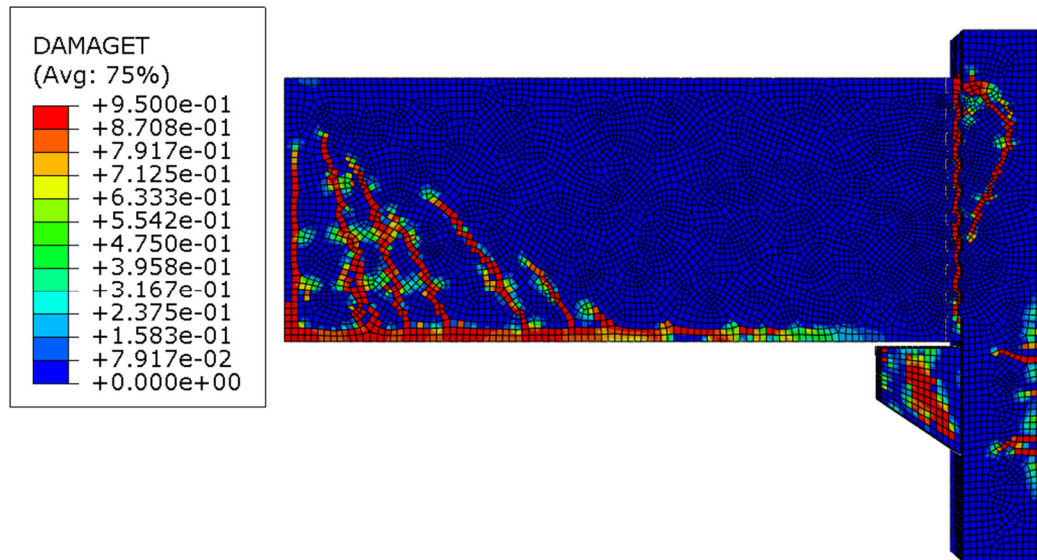
Fonte: Próprio Autor

A Figura 5.17 traz o dano de tração no modelo, com um esforço considerável na região inferior central da viga e principalmente na região da chave de cisalhamento.

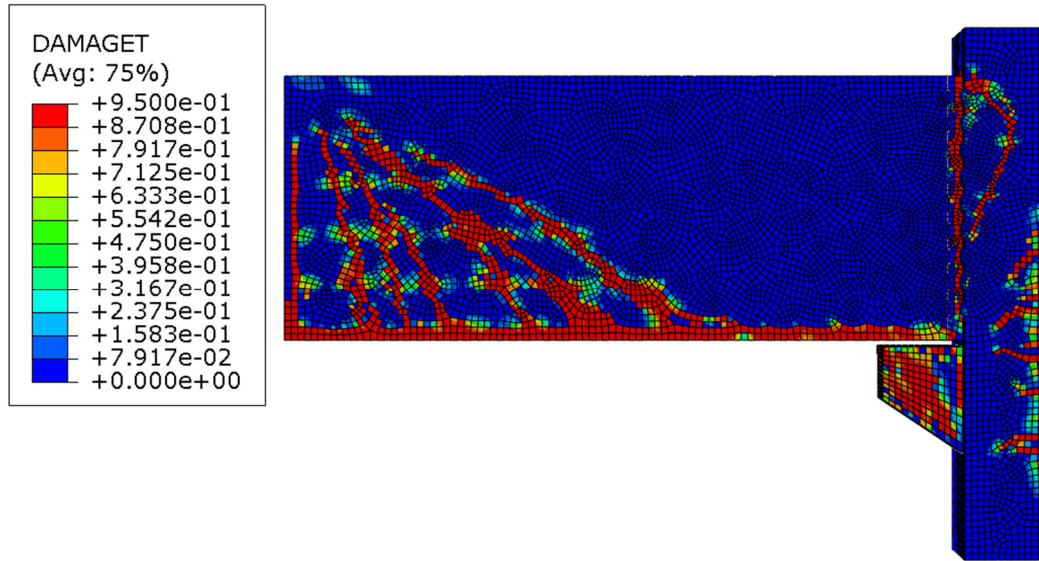
Figura 5.17 – Dano à Tração do Concreto da V1



(a) Iteração Inicial



(b) Iteração de Pico

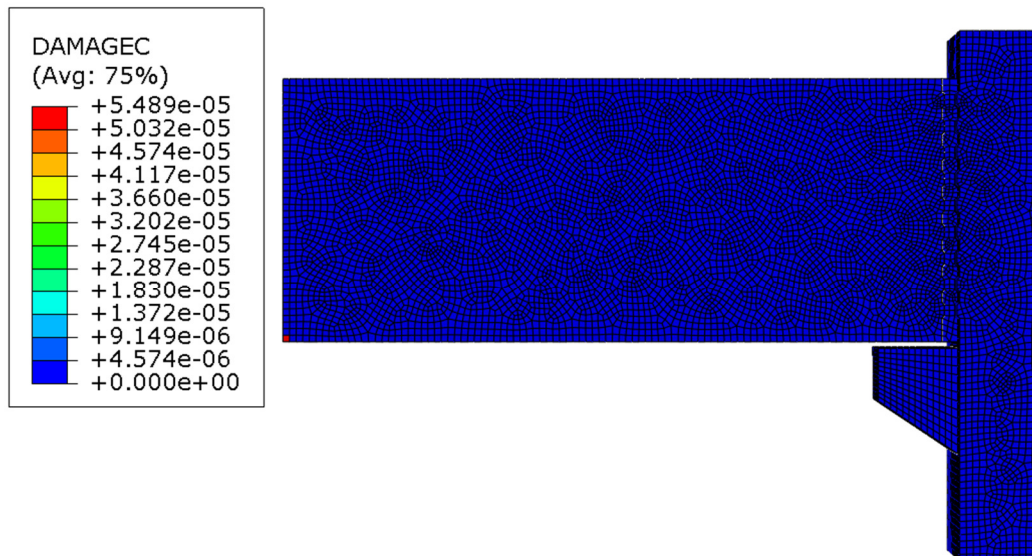


(c) Iteração Final

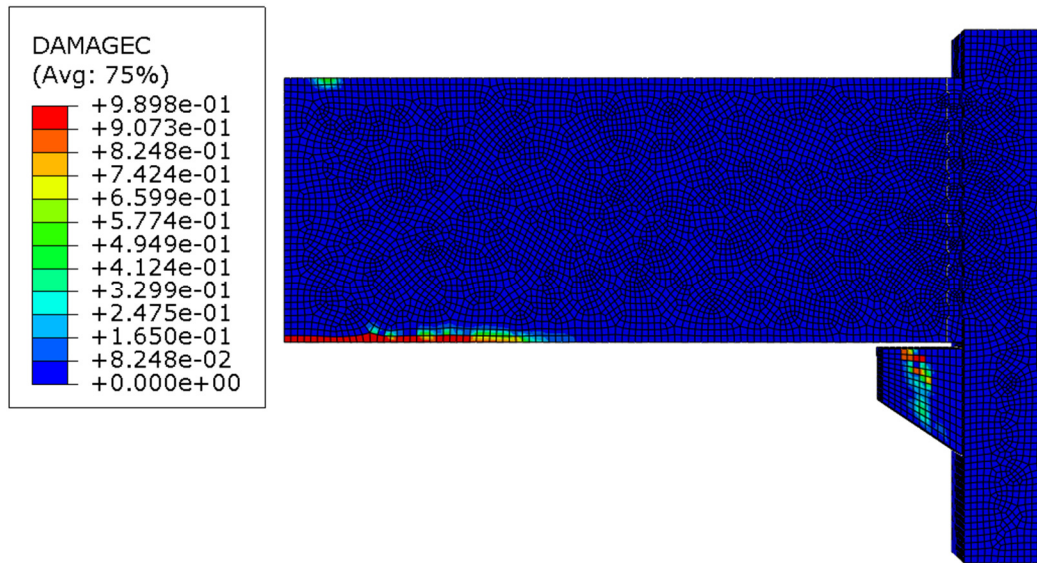
Fonte: Próprio Autor

Por fim, o dano de compressão é mostrado na Figura 5.18, onde a parte mais afetada é na região do consolo, uma vez que a viga está apoiada sobre ele.

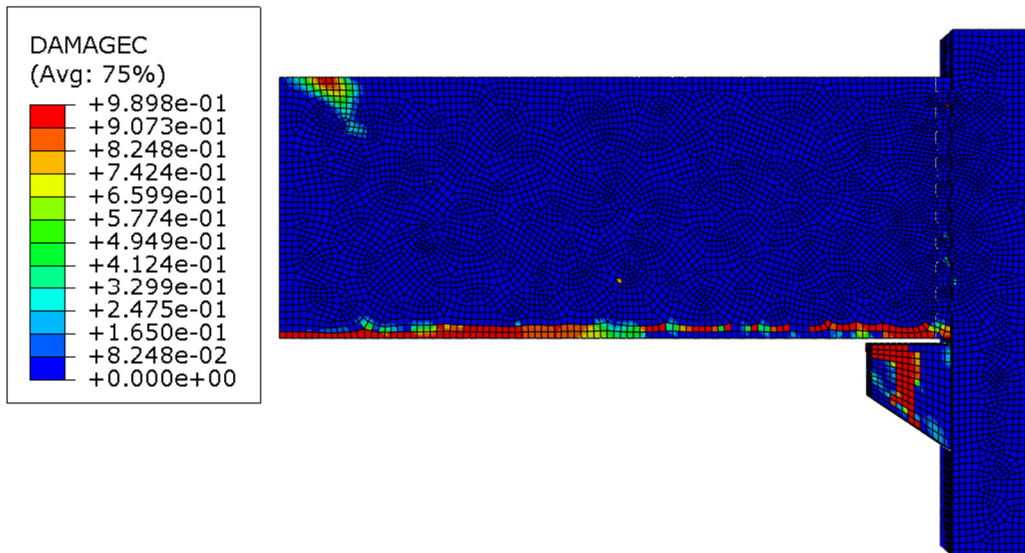
Figura 5.18 – Dano à Compressão do Concreto da V1



(a) Iteração Inicial



(b) Iteração de Pico



(c) Iteração Final

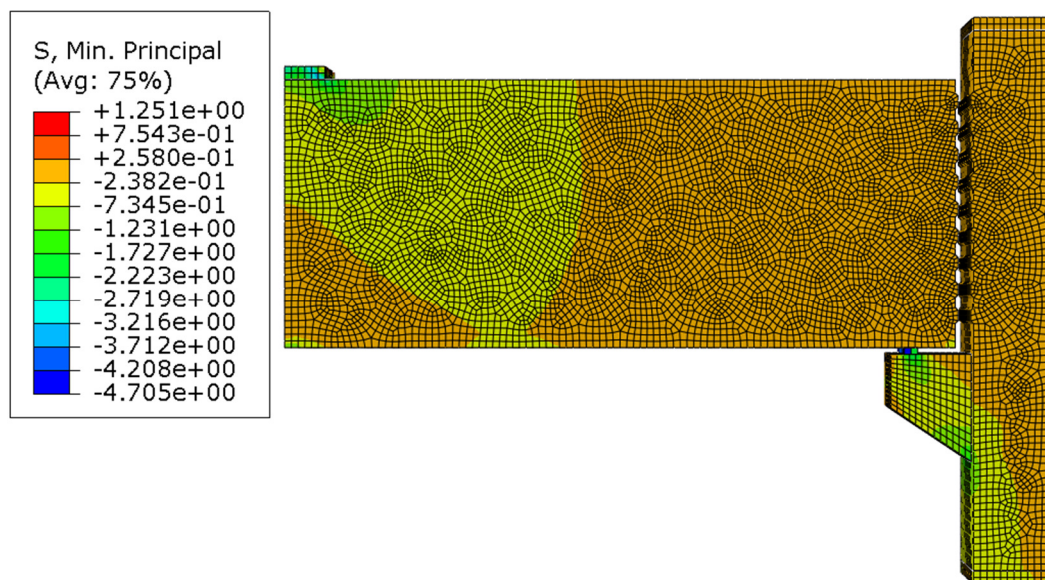
Fonte: Próprio Autor

Em todas as figuras acima, foram mostrados os valores para três situações: A situação Inicial, ou seja, a primeira iteração, quando a força acabou de ser aplicada. A situação de pico, onde na análise de resultados foi possível obter o maior valor da tensão. E a situação final, a última iteração, onde o material já está quase totalmente deteriorado.

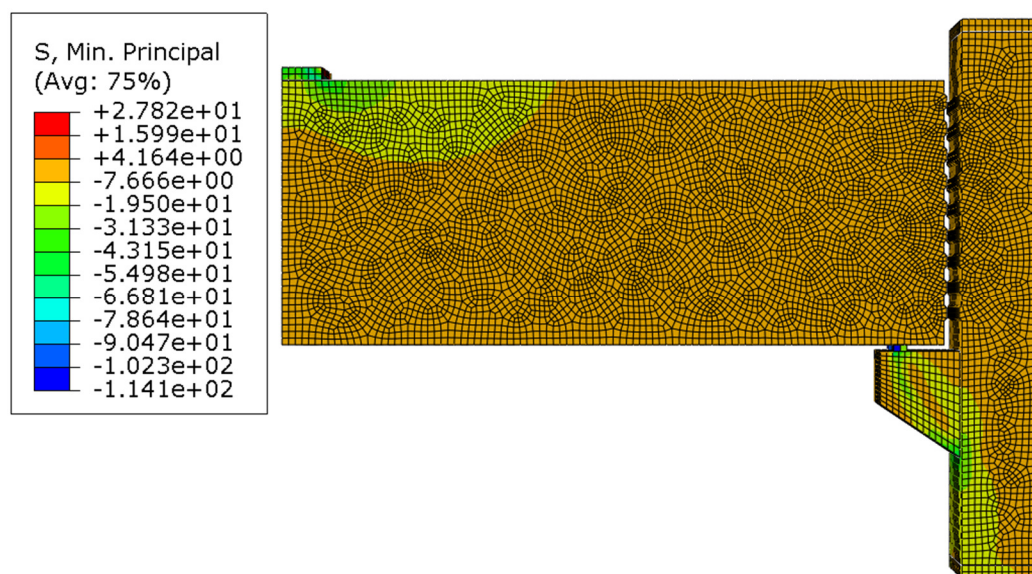
As figuras a seguir mostrarão como a V29 se comportou sob os mesmos testes. A V29 é a viga de 5,00m sem a chave de cisalhamento. Ela foi ensaiada para

servir com efeito de comparação com as vigas de 5,00m. A Figura 5.19 traz as tensões mínimas principais do concreto da viga sem chave de cisalhamento.

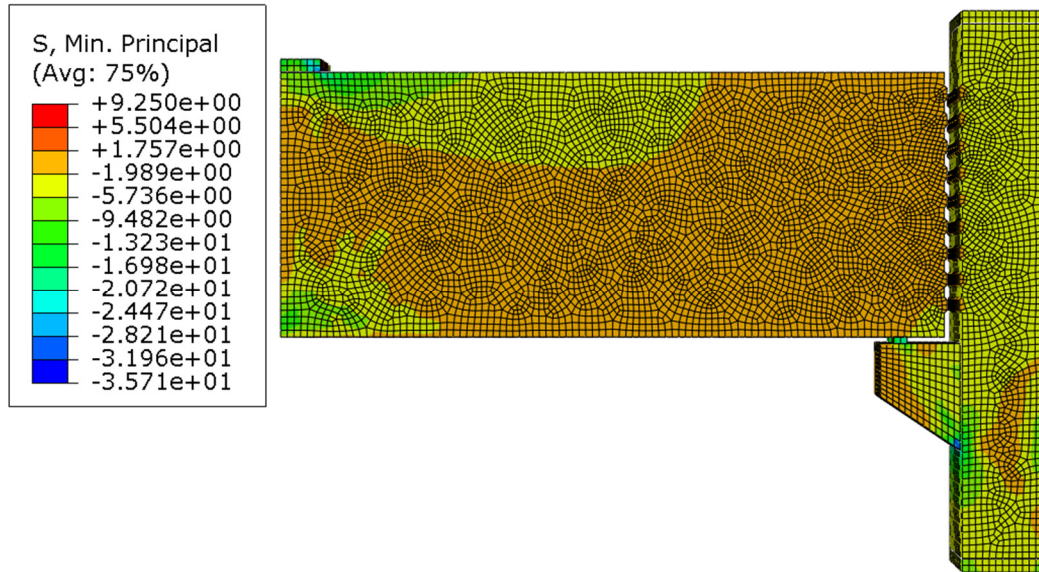
Figura 5.19 – Tensões Mínimas Principais do Concreto da V29



(a) Iteração Inicial



(b) Iteração de Pico

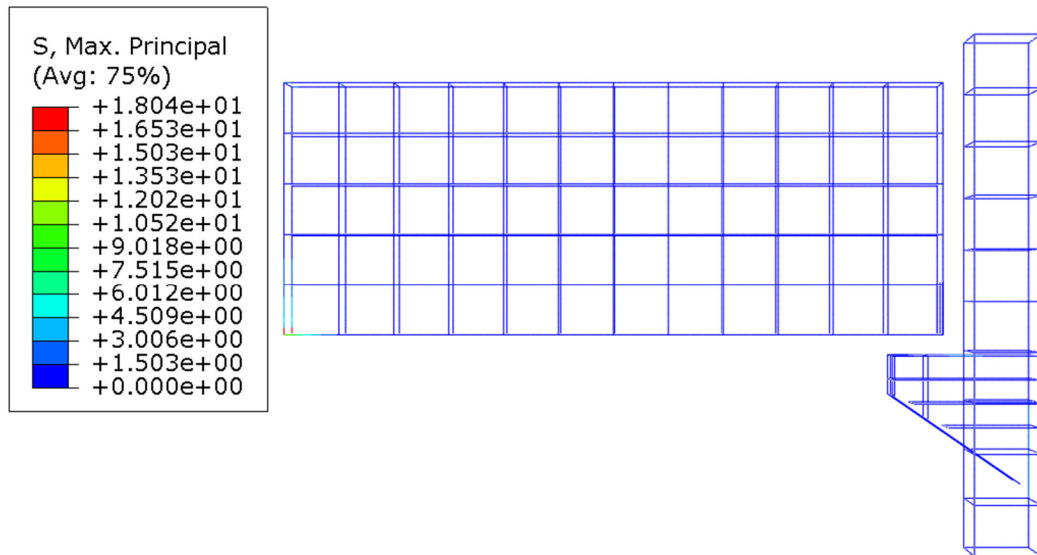


(c) Iteração Final

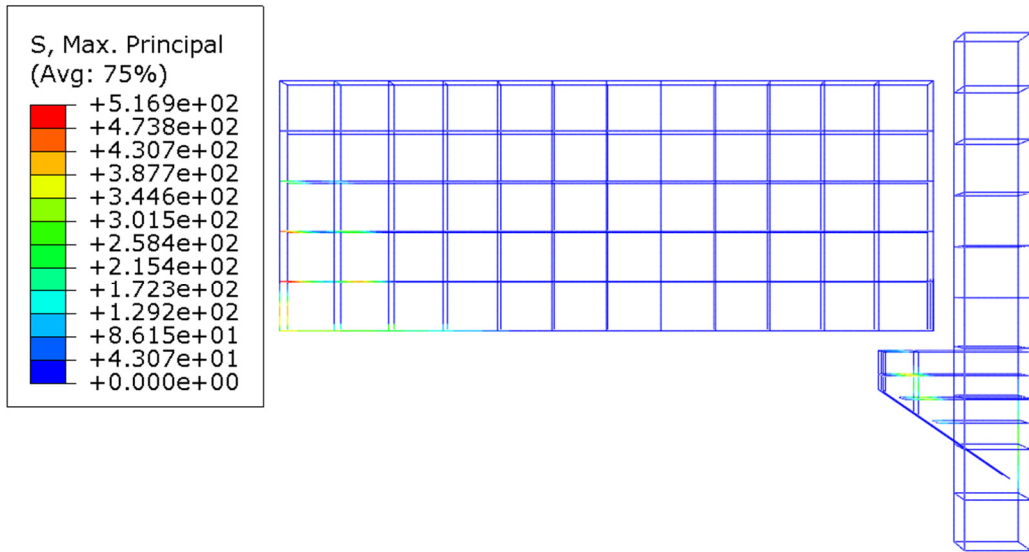
Fonte: Próprio Autor

A Figura 5.20 mostra as tensões máximas principais do aço. Como o concreto da chave de cisalhamento não possui aço, as tensões da V29 ficaram bastante parecidas com a V1 nesse quesito.

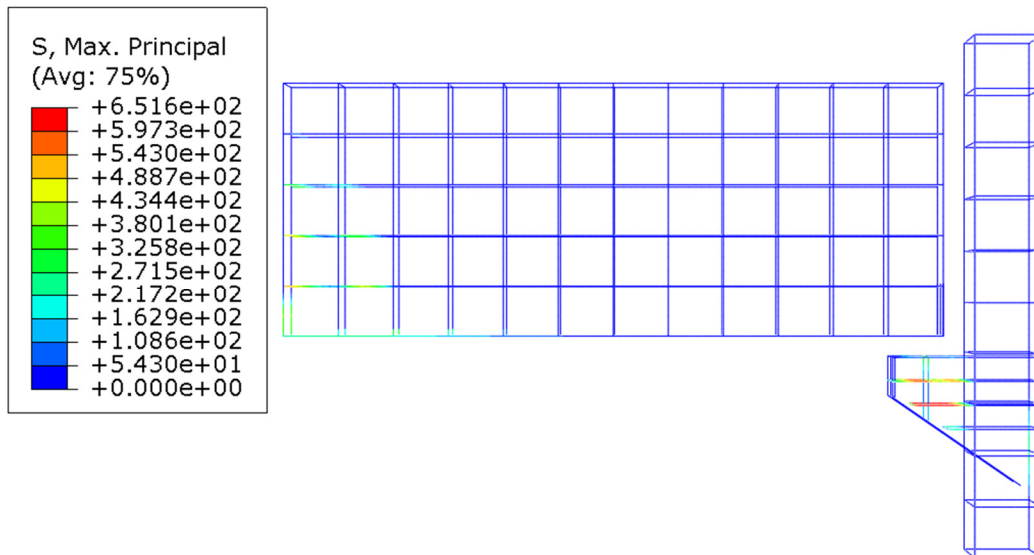
Figura 5.20 – Tensões Máximas Principais do Aço da V29



(a) Iteração Inicial



(b) Iteração de Pico

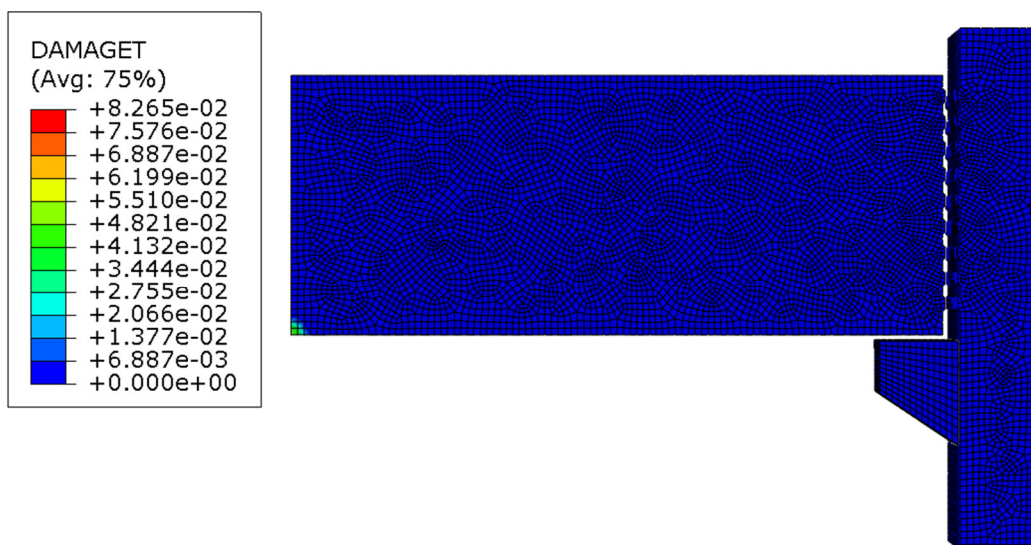


(c) Iteração Final

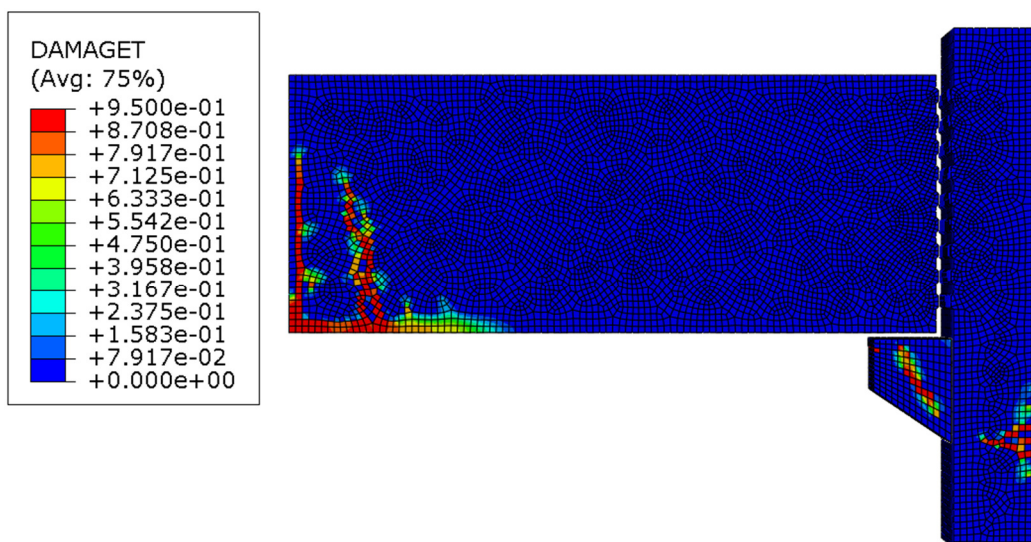
Fonte: Próprio Autor

Ao observar o dano de tração da V29 em comparação com V1, nota-se que, por não possuir a chave de cisalhamento, não existe dano de tração na região central do pilar, uma vez que não possui a chave para fazer a conexão da viga ao pilar e com isso o dano de tração se concentra basicamente somente na região inferior central da viga e um pouco no consolo, como é visto na Figura 5.21

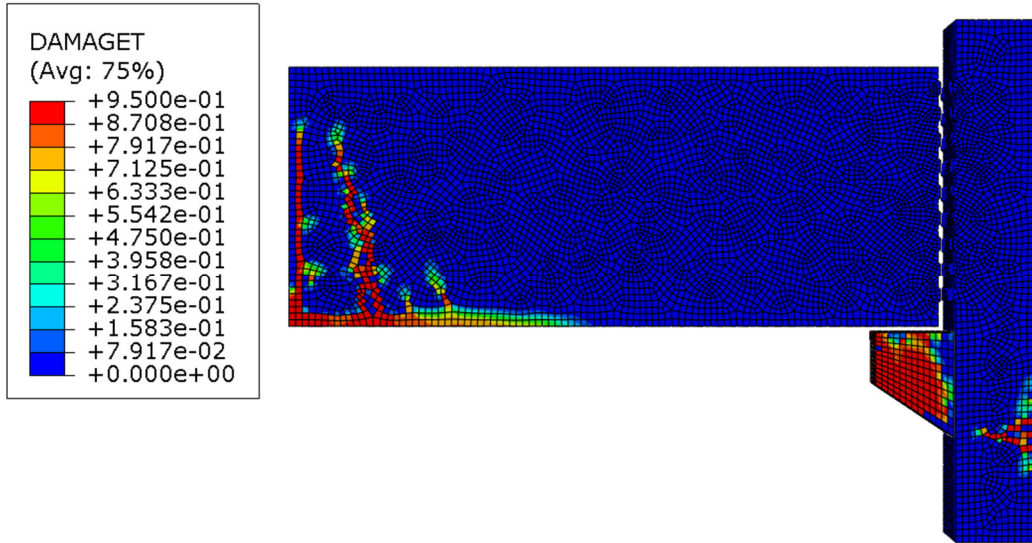
Figura 5.21 – Dano à Tração do Concreto da V29



(a) Iteração Inicial



(b) Iteração de Pico

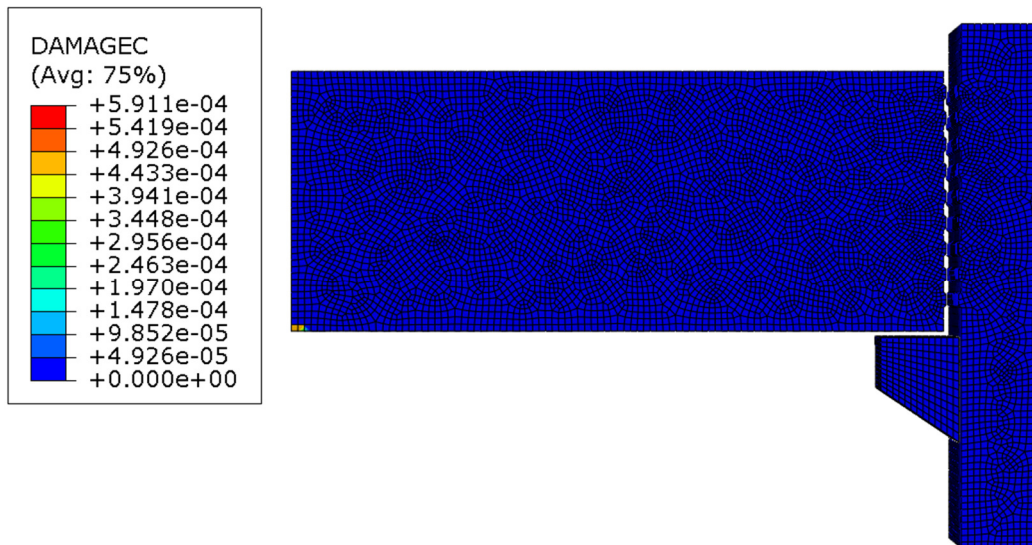


(c) Iteração Final

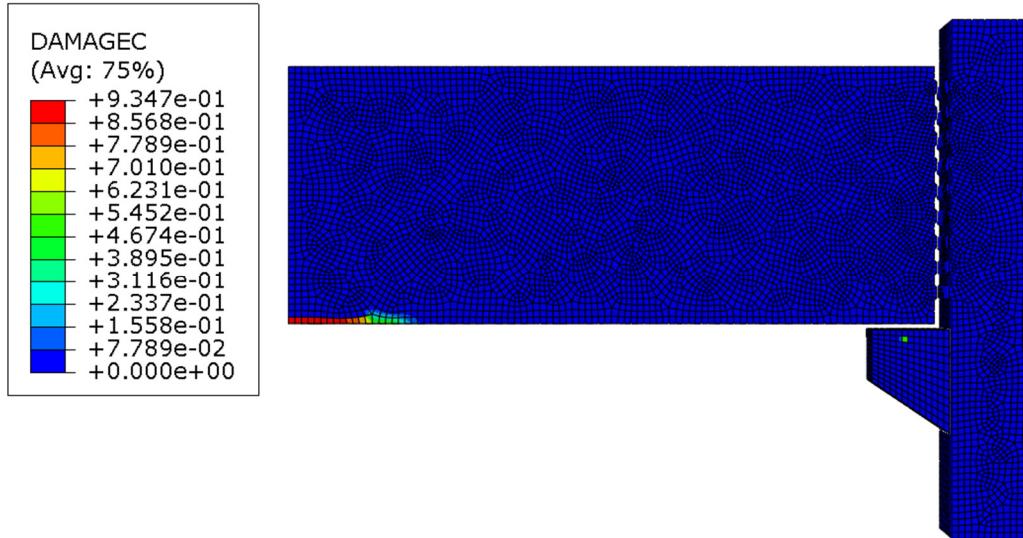
Fonte: Próprio Autor

Na Figura 5.22 o dano por compressão é mostrado e é bem parecido com o da V1, onde há um pouco de dano na região inferior central da viga e principalmente no consolo;

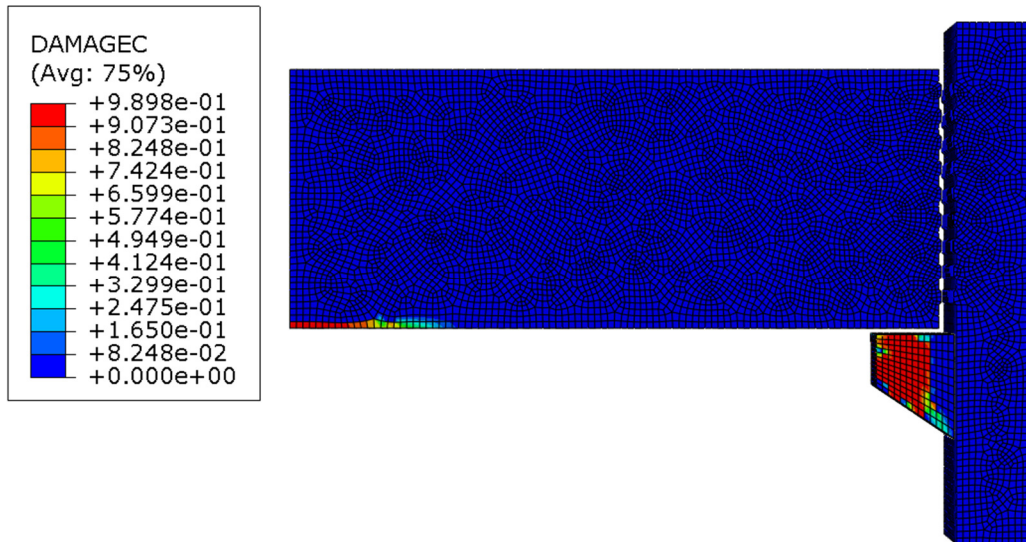
Figura 5.22 – Dano à Compressão do Concreto da V29



(a) Iteração Inicial



(b) Iteração de Pico



(c) Iteração Final

Fonte: Próprio Autor

Por conta da variação do comprimento das vigas, largura dos dentes e espaçamento viga-pilar serem pequenas, não é possível aferir tanta diferença quando observado somente as imagens do modelo numérico. Dessa forma, a comparação feita entre as vigas será feita através de tabelas e gráficos, inseridos a seguir.

5.4 Comparação e Discussão de Resultados

Após os 35 testes serem realizados, os valores foram observados separadamente de acordo com o comprimento da viga. A Tabela 5.1 mostra os conjuntos os quais as vigas estão inseridas.

Tabela 5.1 – Conjunto de Vigas

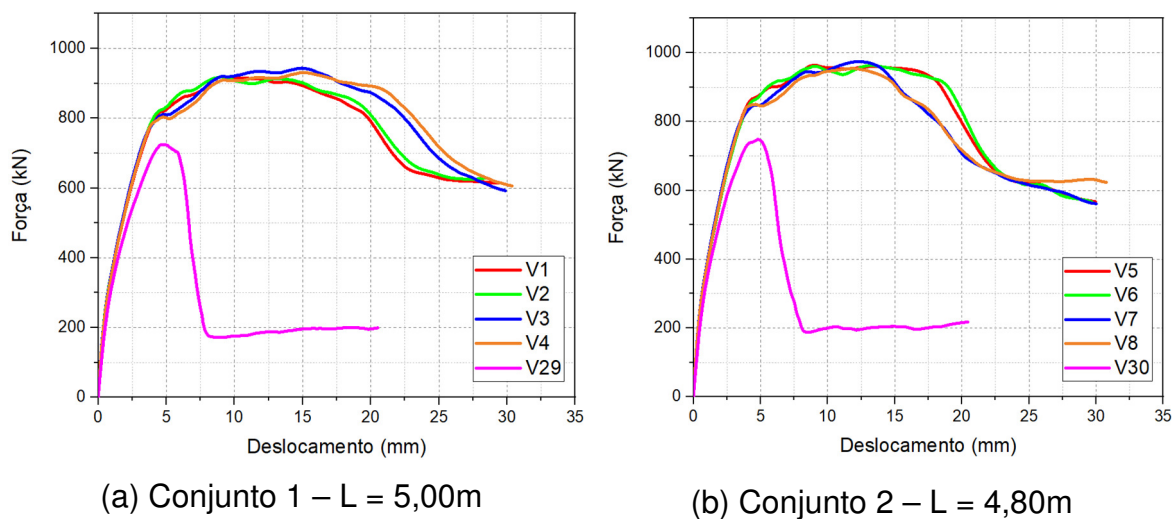
Conjunto	Nº Viga
1	V1
	V2
	V3
	V4
	V29
2	V5
	V6
	V7
	V8
	V30
3	V9
	V10
	V11
	V12
	V31
4	V13
	V14
	V15
	V16
	V32
5	V17
	V18
	V19
	V20
	V33

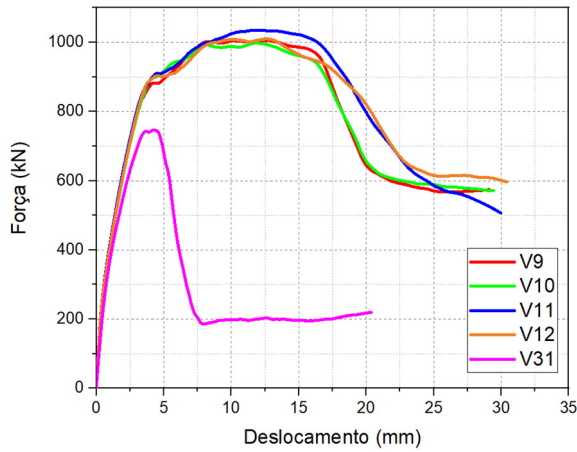
6	V21
	V22
	V23
	V24
	V34
7	V25
	V26
	V27
	V28
	V35

Fonte: Próprio Autor

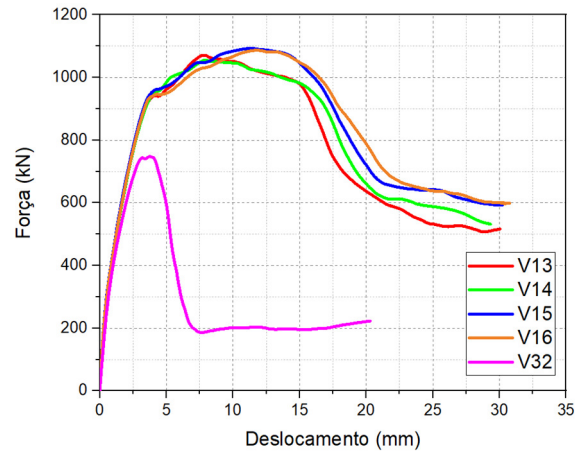
Dessa forma, a Figura 5.23 mostra os gráficos comparativos entre as cinco vigas de cada comprimento ensaiado, incluindo a viga sem a chave de cisalhamento.

Figura 5.23 – Comparativo entre os conjuntos de vigas

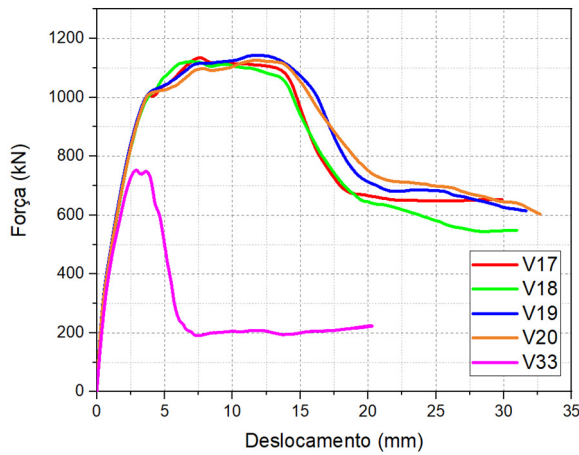




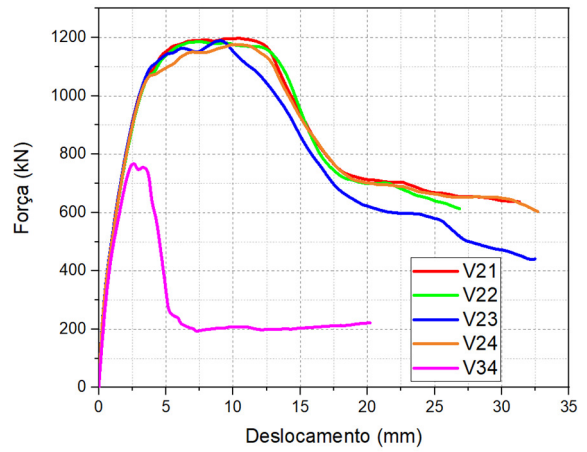
(c) Conjunto 3 – L = 4,60m



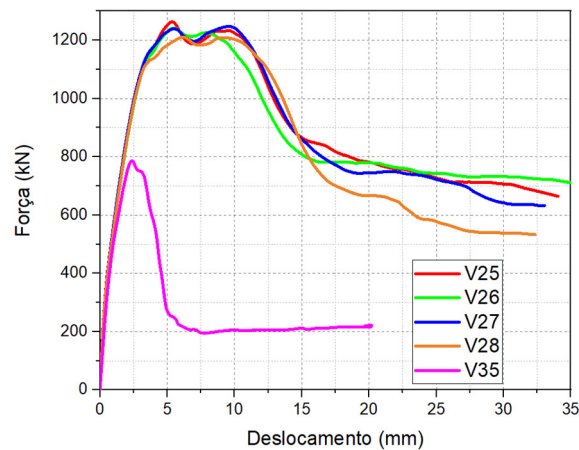
(d) Conjunto 4 – L = 4,40m



(e) Conjunto 5 – L = 4,20m



(f) Conjunto 6 – L = 4,00m



(g) Conjunto 7 – L = 3,80m

Fonte: Próprio Autor

Em todas as combinações de viga é possível observar um comportamento semelhante, onde as vigas com a chave de cisalhamento se comportam de forma

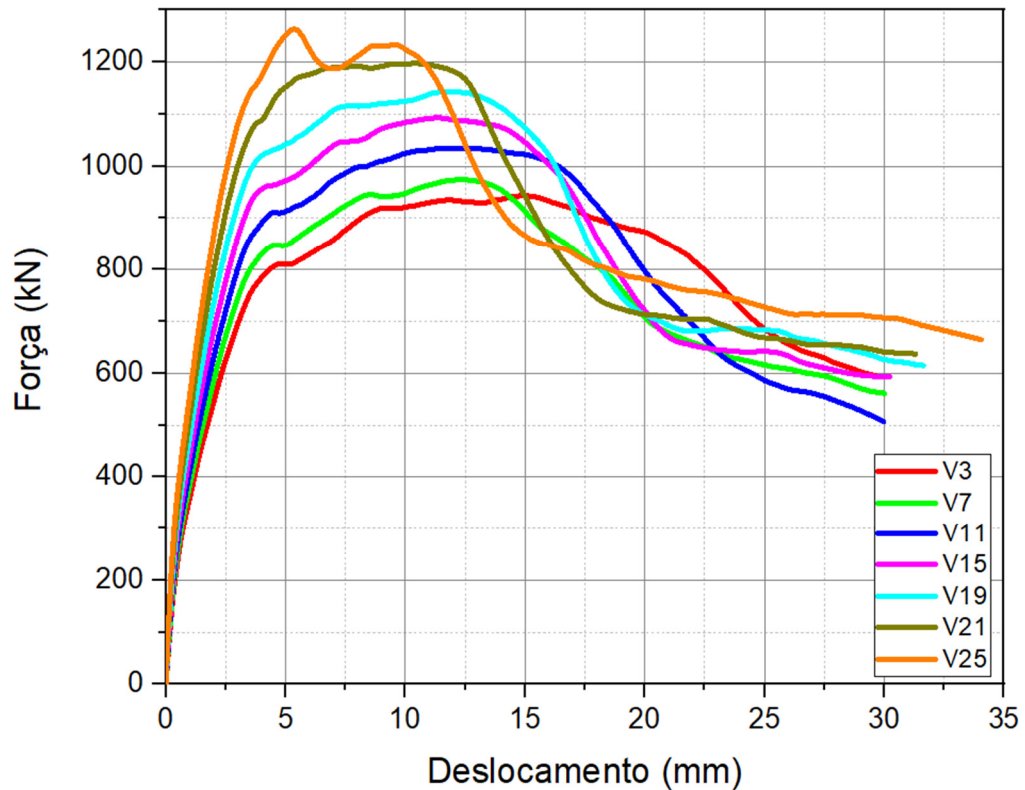
extremamente parecidas, independente da largura do dente e do espaçamento viga-pilar. O que realmente faz diferença é o comprimento da viga e a chave por si só. Quando se olha para a viga sem chave, é notória a diferença da tensão máxima suportada.

Ao analisar detalhadamente cada combinação de vigas, é possível aferir que as vigas que suportaram mais tensão foram as vigas V3, V7, V11, V15, V19, V21 e V25. Trazendo isso para uma análise de variáveis, as vigas de comprimento 5,00 m até as vigas de comprimento 4,20 m, a melhor combinação foi a viga com chave de cisalhamento com uma largura do dente igual a 8 cm e espaçamento viga-pilar de 4 cm, ou seja, até o comprimento 4,20 m as vigas que melhor sobressaíram foram as vigas com maior largura de dente e menor espaçamento viga-pilar.

A partir do momento que a viga fica menor que 4,20 m, ou seja, as vigas de 4,00 m e 3,80m ensaiadas, notou-se que a melhor combinação foi a viga com chave de cisalhamento com largura do dente igual a 4 cm e o espaçamento viga-pilar igual a 4 cm. Apesar da pouca diferença entre elas, pode-se afirmar que as vigas ensaiadas de menor comprimento, tendem a suportar mais carga quando tiverem dentes menos largos, e quando as vigas têm maior comprimento, a largura dos dentes maiores auxilia no suporte das tensões.

Na Figura 5.24, é possível ver o gráfico comparativo entre as vigas que mais suportaram tensões em cada conjunto de comprimentos.

Figura 5.24 – Comparativo entre as melhores vigas



Fonte: Próprio Autor

Da mesma forma, é possível notar um comportamento muito semelhante nas vigas, sendo que quanto menor a viga, maior a tensão suportada, tendo essa relação inversamente proporcional.

Todos os resultados obtidos são apresentados na Tabela 5.2, onde as células pintadas de verde se referem à viga que mais resistiu a tensões naquele conjunto de vigas. Posteriormente serão discutidos a porcentagem de tensões que as vigas com chave de cisalhamento resistiram a mais que as vigas comuns.

Tabela 5.2 – Comparação Força de Pico entre as Vigas

Nº Viga	Comprimento da Viga (m)	Largura do Dente (cm)	Espaçamento Viga-Pilar (cm)	Tensão de Pico (kN)
V1	5,00	4	4	915,53
V2		4	6	918,85
V3		8	4	934,81
V4		8	6	930,6

V29		0	0	724,76
V5	4,80	4	4	959,77
V6		4	6	963,30
V7		8	4	973,86
V8		8	6	954,51
V30		0	0	747,84
V9		4,60	4	4
V10	4		6	997,92
V11	8		4	1035,30
V12	8		6	1009,99
V31	0		0	746,95
V13	4,40		4	4
V14		4	6	1055,03
V15		8	4	1092,95
V16		8	6	1086,62
V32		0	0	747,70
V17		4,20	4	4
V18	4		6	1121,85
V19	8		4	1143,69
V20	8		6	1126,59
V33	0		0	753,12
V21	4,00		4	4
V22		4	6	1185,89
V23		8	4	1185,24
V24		8	6	1176,59
V34		0	0	767,52
V25		3,80	4	4
V26	4		6	1242,39
V27	8		4	1247,82
V28	8		6	1211,30
V35	0		0	785,67

Fonte: Próprio Autor

A Tabela 5.3 mostra a comparação entre o valor atingido pela Força de Pico de cada viga e o valor atingido pela viga de mesmo comprimento, porém sem a chave de cisalhamento.

A terceira coluna apresenta a diferença entre a viga cujo maior valor de tensão foi encontrado e o valor da viga sem chave de cisalhamento em kN.

A quarta coluna mostra essa diferença, porém em porcentagem.

A quinta coluna mostra a diferença entre o menor valor de tensão do conjunto de vigas e o valor da viga sem chave de cisalhamento.

A sexta coluna apresenta a diferença, em porcentagem, entre os valores encontrados das duas vigas com espaçamento viga-pilar igual a 4 cm e os valores encontrados nas duas vigas com espaçamento viga-pilar igual a 6 cm. A Equação 28 mostra como esses cálculos foram realizados.

$$\frac{((F_1 / F_2) - 1) + ((F_3 / F_4) - 1)}{2} \quad (28)$$

Onde F_1 corresponde ao valor da força da primeira viga do conjunto, F_2 corresponde ao valor da segunda viga do conjunto, F_3 à terceira viga do conjunto e F_4 à quarta viga do conjunto. No primeiro conjunto, os valores correspondem às vigas V1, V2, V3 e V4, respectivamente. No segundo conjuntos, os valores correspondem às vigas V5, V6, V7 e V8, respectivamente, e assim sucessivamente até o último conjunto de vigas.

A sétima coluna mostra a diferença, em porcentagem, entre as tensões máximas encontradas das vigas com chave de cisalhamento com dente de 4 cm e 8 cm. Dessa maneira, a Equação 29 foi utilizada para efetuar os cálculos, considerando os mesmos valores que a Equação 28.

$$\frac{((F_1 / F_3) - 1) + ((F_2 / F_4) - 1)}{2} \quad (29)$$

A Tabela 5.3 apresenta todos os resultados descritos anteriormente.

Tabela 5.3 – Resultados Comparativos

Conjunto	Dif. entre maior e Sem Chave (kN)	Dif. entre maior e sem Chave (%)	Dif. entre menor e sem Chave (%)	Dif. entre espaçamento viga-pilar 4 e 6 cm (%)	Dif. entre largura dos dentes 4 e 8 cm (%)
1	210,05	28,98	26,32	0,05	-1,66
2	226,02	30,22	27,63	0,83	-0,53
3	288,35	38,60	33,60	1,48	-4,36
4	345,56	46,18	41,10	1,05	-4,90
5	390,57	51,86	48,96	1,33	-1,22
6	430,28	54,95	53,30	1,04	1,51
7	477,86	58,82	54,17	2,36	3,83

Fonte: Próprio Autor

6. CONCLUSÕES

Ao analisar os resultados, foi possível concluir que a chave de cisalhamento tem uma importância primordial no cálculo de estruturas. Além do mais, o espaçamento viga-pilar e a largura do dente da chave pouco influenciam no resultado da simulação, afinal, o conjunto que mais foi influenciado pela largura do dente foi o conjunto 4 com -4,90%, e o espaçamento viga-pilar no conjunto 7 influenciou 2,36%. Para um dimensionamento de viga e consolo em larga escala esse valor é muito pequeno. O fator que mais influencia nos valores de tensões é o comprimento da viga.

Através das tabelas também foi possível concluir que, apesar da pouca diferença, as vigas de 5,00m até as de 4,20m, a configuração que melhor se comportou foi a largura do dente igual a 8cm e espaçamento viga-pilar igual a 4cm. Já quando a viga reduziu para 4,00m e 3,80m, a largura do dente que resultou maior valor resistido foi de 4cm e espaçamento viga-pilar também de 4cm, ou seja, a tendência é de que quanto menor a viga, a largura de 4cm se comporte melhor, e quanto maior a viga, a largura maior se comporte melhor.

Ao analisar o impacto da chave de cisalhamento no consolo, é notória a diferença entre valores de tensões máximas. Ao analisar a viga de 5,00m, a viga com chave de cisalhamento resistiu 210,05kN a mais que a viga sem a chave ou 28,98%. Esse valor vai crescendo à medida que a viga vai diminuindo, de forma que a viga com 3,80m de comprimento com chave resiste 58,82% a mais que a viga sem chave.

Conclui-se, portanto, que uma viga com chave de cisalhamento é de extrema valia quando comparada com uma viga comum, chegando a resistir até 58,82% a mais, porém, seu dimensionamento é de alta complexidade, uma vez que o valor varia de forma irregular de acordo com o comprimento da viga.

A diferença de resistência da chave nas vigas de 4,00m e de 3,80m não é tão grande, o que mostra um possível limite para o crescimento da influência da chave nas tensões quando comparado com a viga sem chave. Para estudos posteriores, recomenda-se uma continuidade na diminuição do tamanho da viga

para ver até quando a resistência da chave cresce e recomenda-se também uma variação da largura da viga e do consolo para conseguir ensaiar vigas de maior comprimento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT. **ABNT NBR Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado**
Design and execution of precast concrete structures. [S. l.: s. n.], 2017.
Disponível em: www.abnt.org.br.

AL-ROUSAN, Rajai Z.; QUDAISAT, Muneer S. Single keyed joints behaviour and capacity formulation under direct shear using non-linear finite-element analysis. **Structures**, [s. l.], v. 47, p. 911–924, 2023a.

AL-ROUSAN, Rajai Z.; QUDAISAT, Muneer S. Single keyed joints behaviour and capacity formulation under direct shear using non-linear finite-element analysis. **Structures**, [s. l.], v. 47, p. 911–924, 2023b.

BEHNAM, Hamdolah; KUANG, J. S.; SAMALI, Bijan. Parametric finite element analysis of RC wide beam-column connections. **Computers and Structures**, [s. l.], v. 205, p. 28–44, 2018. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2018.04.004>.

BU, Zhan Yu *et al.* Interface shear transfer of precast concrete dry joints in segmental columns. **Engineering Structures**, [s. l.], v. 175, p. 257–272, 2018.

CHEN, Ren Peng *et al.* Experimental study on the mechanical behaviour of eccentric compression short column strengthened by ultra-high-performance fibre-reinforced concrete. **Structures**, [s. l.], v. 33, n. November 2020, p. 508–522, 2021.

EL DEBS, Mounir Khalil. **Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações.** [S. l.]: EESC-USP, 2000.

ELLIOTT, Kim S. Historical and Chronological Development of Precast Concrete Structures. *In*: MODERNISATION, MECHANISATION AND INDUSTRIALISATION OF CONCRETE STRUCTURES. [S. l.: s. n.], 2017. p. 1–60.

EUROCODE 2. **EN 1992-1-1: Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings.** [S. l.: s. n.], 1992.

FALEIROS, J. **ESTUDO EXPERIMENTAL DOS MECANISMOS RESISTENTES DE JUNTAS COM CHAVE DE CISALHAMENTO EM LIGAÇÕES PILAR-VIGA.** [S. l.: s. n.], 2018.

FIP. CEB_FIP_model_code_1990_ing. [s. l.], 1990.

JEEHO, Lee; GREGORY L., Fenves. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. **Journal of Engineering Mechanics**, [s. l.], v. 124, n. 8, p. 892–900, 1998.

JIANG, Haibo *et al.* Experimental and numerical study on shear performance of externally prestressed precast UHPC segmental beams without stirrups. **Structures**, [s. l.], v. 46, p. 1134–1153, 2022.

KONG, Haijiao *et al.* Mesh parameterization using elastic FEM with negative Poisson's ratio material and triangle shape transformation. **CAD Computer Aided Design**, [s. l.], v. 160, 2023.

KUPFER, H. B.; GERSTLE, K. H. Behavior of Concrete under Biaxial Stresses. **Journal of the Engineering Mechanics Division**, [s. l.], v. 99, n. 4, p. 853–866, 1973.

LUBLINER, J. *et al.* A plastic-damage model for concrete. **International Journal of Solids and Structures**, [s. l.], v. 25, n. 3, p. 299–326, 1989.

MICHAŁ, Szczecina; ANDRZEJ, Winnicki. Analysis of “d” regions of RC structures based on example of frame corners. **AIP Conference Proceedings**, [s. l.], v. 1922, 2018.

NEUBERGER, Ygor Moriel *et al.* Numerical Analysis of Reinforced Concrete Corbels Using Concrete Damage Plasticity: Sensitivity to Material Parameters and

Comparison with Analytical Models. **Buildings**, [s. l.], v. 13, n. 11, p. 2781, 2023.
Disponível em: <https://www.mdpi.com/2075-5309/13/11/2781>.

OLIVEIRA, Daniel Freitas Caputo. Concreto Pré-Moldado: Processos executivos e análise de mercado. [s. l.], 2015.

ZIENKIEWICZ, O C; TAYLOR, R L; ZHU, JZ. **The Finite Element Method: Its Basis and Fundamentals, Sixth Edition**. [S. l.: s. n.], [s. d.].