

Impacto das aberturas no dimensionamento de paredes autoportantes prefabricadas de betão armado

Gonçalo dos Santos Marques Timóteo Marreneca

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil

Orientador: Professor André Filipe Castanheira Alves Furtado

Orientador: Professor Ricardo Nuno Francisco do Carmo

Júri

Presidente: Professor Orlando José Barreiros D'Almeida Pereira

Orientador: Professor André Filipe Castanheira Alves Furtado

Vogal: Doutor Romain Ribeiro de Sousa

Outubro 2024

(página intencionalmente deixada em branco)

Declaração

Declaro que o presente documento é um trabalho original da minha autoria e que cumpre todos os requisitos do Código de Conduta e Boas Práticas da Universidade de Lisboa.

(página intencionalmente deixada em branco)

Agradecimentos

Com esta dissertação, encerro a minha jornada de cinco anos no Técnico, e não poderia concluir este trabalho sem antes expressar os meus agradecimentos a todos aqueles que, direta ou indiretamente, fizeram parte deste percurso.

Em primeiro lugar, quero agradecer aos meus orientadores, os professores André Furtado e Ricardo Carmo. A vossa paciência e disponibilidade ao longo destes meses foram cruciais para a concretização deste projeto. Foram sem dúvida uma grande motivação para este trabalho. Admiro profundamente o vasto conhecimento que possuem, o que me proporcionou a um conhecimento mais aprofundado sobre betão armado e outros tópicos relativos a engenharia civil. Sempre foram compreensivos com os desafios que surgiram e cuidadosos com todos os aspetos do trabalho, permitindo-me evoluir enquanto aluno. As discussões que tivemos não só ampliaram o meu conhecimento, como também melhoraram a minha capacidade de raciocínio crítico. Por isso, agradeço-vos sinceramente.

Em segundo lugar, quero agradecer aos meus amigos, tanto dentro como fora do Técnico, que me apoiaram ao longo destes anos e me ensinaram muito, dentro e fora do âmbito da engenharia civil. As noites seguidas a fazer trabalhos não teriam sido tão proveitosos sem a vossa companhia.

Quero agradecer à Júlia por ser o meu braço direito e por sempre conseguir acalmar-me nos momentos de maior sobrecarga. Sem dúvida, não teria conseguido realizar metade do que fiz no Técnico sem o teu apoio constante. Obrigado por me fazeres ser uma versão melhor de mim mesmo a cada dia, não só como profissional, mas também como pessoa.

Finalmente, quero expressar a minha imensa gratidão aos meus pais, os dois grandes pilares da minha vida, não apenas nestes cinco anos, mas em toda a minha jornada. Obrigado por me proporcionarem a oportunidade de estudar algo adoro fazer e por serem mais do que pais, por serem meus amigos. O impacto que vocês têm na minha vida é gigantesco, e nunca teria alcançado os meus objetivos sem o vosso apoio incondicional, paciência, sacrifícios e conselhos que levarei comigo para a vida inteira. Obrigado por me ajudarem a tornar-me a pessoa que sou hoje. Dedico esta dissertação a vocês.

Esta dissertação está enquadrada no projeto de investigação desenvolvido no âmbito do Pacto de Inovação “R2UTechnologies | Modular systems” (C644876810-00000019), pelo consórcio “R2UTechnologies”, cofinanciado pelo NextGenerationEU, através do investimento “Agendas para a Inovação Empresarial” do Plano de Recuperação e Resiliência (PRR).



(página intencionalmente deixada em branco)

Resumo

As estruturas prefabricadas têm vindo a ser uma solução mais utilizada na construção devido às vantagens que oferecem relativamente às estruturas betonadas *in situ*, como o controlo de qualidade dos elementos, menor mão de obra no local da obra, por se tratar de um processo menos moroso e por levar a menor impacto ambiental.

Os elementos são produzidos em fábrica e montados *in situ*, na qual a ligação dos vários elementos pode ser feita através de ligações secas, como parafusos, ou através de ligações húmidas, usando armaduras e uma betonagem *in situ*, levando a um comportamento monolítico da estrutura.

O principal objetivo desta dissertação é avaliar o impacto de aberturas no comportamento estrutural de paredes simples prefabricadas, fazendo a verificação ao estado-limite último (com e sem ações sísmicas) e de serviço. Pretende-se determinar a taxa máxima de abertura nas paredes sem diminuir significativamente sua resistência, auxiliando o projetista a decidir se as mesmas podem ser usadas como elementos estruturais, de maneira a otimizar os restantes elementos, diminuindo desperdícios e custos.

O estudo paramétrico foi realizado no software *IDEA StatiCa Detail* e dividido em duas fases. Na primeira analisou um caso fictício em Lisboa. Na segunda fase avaliou-se o impacto do aumento de carga vertical em uma parede. Nessa fase, observou-se a evolução das tensões no betão e nas armaduras, as larguras das fendas e a carga máxima admissível na parede, considerando a variação na taxa de abertura, da quantidade de armadura e no tipo de ligação.

Palavras-chave: estruturas prefabricadas, *IDEA StatiCa*, ligações húmidas, ligações secas, taxa de abertura, esforço normal reduzido

(página intencionalmente deixada em branco)

Abstract

Precast structures have become a more widely used solution in construction due to the advantages they offer over on site concreted structures, such as quality control of the elements, less man-power on site, a less time-consuming process and less environmental impact.

The elements are produced in the factory and assembled on site, where the various elements can be connected using dry connections, such as bolts, or wet connections, using reinforcement and on site concreting, leading to a monolithic behaviour of the structure.

The main aim of this dissertation is to evaluate the impact of openings on the structural behaviour of simple precast walls, checking them at the ultimate limit state (with and without seismic actions) and at serviceability. The aim is to determine the maximum rate of opening in the walls without significantly reducing their resistance, helping the designer to decide whether they can be used as structural elements, to optimise the remaining elements, reducing waste and costs.

The parametric study was carried out using *IDEA StatiCa Detail* software and was divided into two phases. The first analysed a fictitious case in Lisbon. The second phase evaluated the impact of increasing the vertical load on a wall. In this phase, the evolution of the stresses in the concrete and reinforcement, the crack widths and the maximum permissible load on the wall were observed, considering the variation in the opening rate, the amount of reinforcement and the type of connection.

Keywords: precast structures, *IDEA StatiCa*, wet connections, dry connections, opening rate, reduced normal stress.

(página intencionalmente deixada em branco)

Índice

Agradecimentos.....	i
Resumo	iii
Abstract.....	v
Lista de tabelas	ix
Lista de figuras	xi
Lista de acrónimos	xv
Simbologia.....	xvii
1. Introdução.....	1
1.1 Enquadramento geral.....	1
1.2 Objetivos	2
1.3 Estrutura da dissertação	2
2. Estado da Arte	5
2.1 Considerações iniciais	5
2.2 Elementos de betão armado	5
2.2.1 Caracterização Geral.....	5
2.3 Estruturas prefabricadas	7
2.3.1 Caracterização de estruturas prefabricadas.....	7
2.4 Tipos de paredes prefabricadas	10
2.4.1 Parede simples	10
2.4.2 Painéis <i>sandwich</i>	11
2.4.3 Parede dupla.....	13
2.4.4 Ligações secas e húmidas	14
2.5 Método de escoras e tirantes.....	15
2.6 Método do campo de tensões compatível	18
3. Caso de estudo e metodologia.....	23
3.1 Introdução	23
3.2 Descrição e enquadramento	23
3.3 Características da parede	24
3.3.1 Geometria e armaduras	24
3.3.2 Tipos de ligações	24
3.3.3 Materiais constituintes	25
3.4 Cargas e combinações de ações.....	25
3.5 Descrição da modelação numérica.....	27
3.5.1 Apresentação do programa	27
3.5.2 Modelação de estruturas prefabricadas	30
3.5.3 Modelação da ligação húmida.....	31
3.5.4 Modelação da ligação seca	32

3.6	Estudo paramétrico	34
3.6.1	Estudo 1: variação da percentagem mecânica de armadura	34
3.6.2	Estudo 2: variação da área de abertura na parede de betão armado	35
3.6.3	Estudo 3: variação da carga vertical	35
3.6.4	Estudo 4: variação da malha de elementos finitos	36
3.6.5	Parâmetros de resposta estudados	36
4.	Apresentação e discussão de resultados	39
4.1	Introdução	39
4.2	Resultados relativos ao carregamento base	39
4.2.1	Estado limite último sem ação sísmica	40
4.2.2	Estado limite último com ação sísmica	43
4.2.3	Estado limite de serviço	45
4.3	Resultados relativos ao incremento de carga	46
4.3.1	Estado limite último sem ação sísmica	47
4.3.2	Estado limite último com ação sísmica	51
4.3.3	Estado limite de serviço	55
4.4	Resultados relativos à variação de malha	56
4.4.1	Carregamento base – ELU sem ação sísmica	56
4.4.1	Carregamento base – ELU com ação sísmica	58
4.4.2	Carregamento base - ELS	61
4.4.3	Capacidade máxima da parede - ELU sem ação sísmica	62
4.4.4	Capacidade máxima da parede - ELU com ação sísmica	63
4.4.5	Capacidade máxima da parede - ELS	65
4.4.6	Reflexões finais	66
5.	Considerações finais e trabalhos futuros	71
5.1	Efeito do tipo de ligação	71
5.2	Efeito do tamanho da abertura	71
5.3	Efeito da variação da malha de elementos finitos	72
5.4	Trabalhos futuros	73
	Referências bibliográficas	75

Lista de tabelas

Tabela 3-1 - Cargas atuantes no caso de estudo.	26
Tabela 3-2 - Valores de carga resultantes das combinações de ações.	26
Tabela 3-3 - Valores da percentagem mecânica da armadura de distribuição.	35
Tabela 4-1 - Capacidade máxima das paredes prefabricadas (ELU sem ação sísmica).	70
Tabela 4-2 - Capacidade máxima das paredes prefabricadas (ELU com ação sísmica).	70

(página intencionalmente deixada em branco)

Lista de figuras

Figura 2-1 - Gráfico tensão-deformação do betão (adaptado de [3]).	6
Figura 2-2 - Gráfico tensão-deformação do aço laminado a quente (adaptado de [8]).	7
Figura 2-3 - Tipos de elementos prefabricados (adaptado de [1]).	8
Figura 2-4 - Montagem de painéis prefabricados com o auxílio de contraventamento (adaptado de [17]).	9
Figura 2-5 - Exemplo de parede prefabricada simples [adaptado de [20]].	10
Figura 2-6 - Comparação entre dois materiais com baixa e alta massa térmica (adaptado de [13]).	11
Figura 2-7 - Painel não composto (adaptado de [13]).	12
Figura 2-8 - Painel composto (adaptado de [13]).	12
Figura 2-9 - Exemplo de parede prefabricada dupla (adaptado de [21]).	13
Figura 2-10 - Exemplo de ligação seca de uma parede prefabricada (adaptado de [24]).	15
Figura 2-11 - Exemplo de ligação húmida de uma parede prefabricada (adaptado de [25]).	15
Figura 2-12 - Distribuição de zonas D e B numa parede com uma abertura.	16
Figura 2-13 - Valores do fator de redução da resistência à compressão do betão, de acordo com o Eurocódigo 2 (adaptado de [6]).	17
Figura 2-14 - Exemplos de nós CCT, CTT e CCC.	17
Figura 2-15 - Método CSFM: a) tensões principais no betão b) tensões na direção da armadura (adaptado de [27]).	19
Figura 2-16 - Representação gráfica do cálculo linear numa parede sujeita a carga vertical (IDEA StatiCa Detail).	19
Figura 2-17 - Representação gráfica da otimização topológica numa parede sujeita a carga vertical (IDEA StatiCa Detail).	20
Figura 3-1 – Esquema ilustrativo de um corte do edifício em estudo.	24
Figura 3-2 – Vista geral da parede prefabricada com ligações secas.	25
Figura 3-3 - Aplicação da carga vertical na parede em estudo (ELU).	27
Figura 3-4 - Interface do programa (check).	28
Figura 3-5 - Gama de valores de k_{c2} (adaptado de [29]).	28
Figura 3-6 - Relação tensão-deformação do aço a) com o ramo superior inclinado b) com o ramo superior horizontal (adaptado de [29]).	29
Figura 3-7 - Representação do cálculo da largura de uma fenda no betão no IDEA StatiCa (adaptado de [27]).	30
Figura 3-8 – Representação da geometria e distribuição das armaduras na parede.	31
Figura 3-9 - Simulação numérica da ligação húmida em perspetiva 3D.	32
Figura 3-10 – Simulação numérica da ligação seca em perspetiva 3D.	33
Figura 3-11 - Efeito do esforço de tração numa parede com molas à compressão.	33
Figura 3-12 - Representação esquemática da variação da área de abertura (de a) 20% a b) 40% da área da parede).	35
Figura 3-13 – Output dos parâmetros em análise a) tensão do betão b) no aço c) largura de fendas.	36
Figura 4-1 - Efeito da variação da percentagem mecânica de armadura (parede com ligação seca): a) tensões no betão; b) tensões nas armaduras.	40
Figura 4-2 - Efeito da variação da percentagem mecânica de armadura (parede com ligação húmida): a) tensões no betão; b) tensões nas armaduras.	40
Figura 4-3 - Alternativas para a redução de tensões atuantes no betão devido a a) arredondamento dos cantos; b) armadura de reforço localizada.	41

Figura 4-4 - Comparação direta entre tipos de ligação no efeito da variação nas tensões no betão.	41
Figura 4-5 - Diagrama de tensões no betão com uma abertura de 15% (ELU - ligação húmida).	42
Figura 4-6 – Tensões a) no betão; b) nas armaduras (ELU c/ ações sísmicas - ligação seca).	43
Figura 4-7 – Tensões a) no betão; b) nas armaduras (ELU c/ ações sísmicas - ligação húmida).	43
Figura 4-8 - Diagrama de tensões nas armaduras com uma abertura de 0% e $\omega = 0,049$ com a) ligação secas; b) ligação húmida (Comb. sísmica).	44
Figura 4-9 - Otimização topológica para o ELU com ações sísmicas com uma taxa de abertura de 30%.	44
Figura 4-10 - Diagrama das tensões nas armaduras numa parede com uma abertura de 30% e $\omega = 0,087$ com a) ligação seca; b) ligação húmida (Comb. sísmica).	45
Figura 4-11 - Efeito da variação da percentagem mecânica de armadura na largura de fendas em parede com a) ligação seca; b) ligação húmida.	45
Figura 4-12 - Comparação direta entre tipos de ligação no efeito da variação da largura de fendas.	46
Figura 4-13 - Largura de fenda com uma abertura a 0% com a) ligação seca; b) ligação húmida.	46
Figura 4-14 - Evolução das tensões no betão com esforço axial reduzido com a) ligação seca; b) ligação húmida (ELU s/ ações sísmicas).	47
Figura 4-15 – Diagrama de tensões no betão ($\omega = 0,049$, com carga vertical de 1000 kN e implementação de ligações secas).	48
Figura 4-16 - Comparação direta entre tipos de ligação na evolução do estado de tensão no betão.	48
Figura 4-17 - Evolução das tensões nas armaduras com o esforço axial reduzido com a) ligação seca; b) ligação húmida (ELU s/ ações sísmicas).	49
Figura 4-18 - Esforço normal reduzido máximo com a) ligações secas; b) ligações húmidas (ELU s/ ações sísmicas).	50
Figura 4-19 - Otimização topológica com uma percentagem de abertura de a) 0%; b) 20%; c) 30%; d) 50% (ELU).	51
Figura 4-20 - Evolução das tensões no betão com o esforço axial reduzido com a) ligações secas; b) ligações húmidas (ELU com ações sísmicas).	52
Figura 4-21 - Evolução das tensões nas armaduras com o esforço axial reduzido com a) ligações secas; b) ligações húmidas (ELU com ações sísmicas).	53
Figura 4-22 - Esforço normal reduzido máximo com a) ligações secas; b) ligações húmidas (ELU com ações sísmicas).	53
Figura 4-23 - Otimização topológica para a combinação última (com ações sísmicas) sem carga vertical.	54
Figura 4-24 - Intervalo de cargas que satisfaz o dimensionamento de uma parede prefabricada com a) $\omega = 0,049$; b)) $\omega = 0,087$ c)) $\omega = 0,137$; d)) $\omega = 0,197$ (ELU com ações sísmicas - ligação húmida).	54
Figura 4-25 - Evolução da largura das fendas com o esforço axial reduzido com a) ligação seca; b) ligação húmida. (ELS).	55
Figura 4-26 - Esforço normal reduzido máximo com a) ligações secas; b) ligações húmidas (ELS).	55

Figura 4-27 - Largura de fendas para uma taxa de abertura de 50% (ELS).....	56
Figura 4-28 - Comparação entre malhas relativamente às tensões no betão com a) $\omega = 0,049$; b) $\omega = 0,087$; c) $\omega = 0,137$; d) $\omega = 0,197$ (ELU sem ações sísmicas).....	57
Figura 4-29 - Comparação entre malhas relativamente às tensões nas armaduras com a) $\omega = 0,049$; b) $\omega = 0,087$; c) $\omega = 0,137$; d) $\omega = 0,197$ (ELU sem ações sísmicas).....	58
Figura 4-30 - Comparação entre malhas relativamente às tensões no betão com a) $\omega = 0,049$; b) $\omega = 0,087$; c) $\omega = 0,137$; d) $\omega = 0,197$ (Comb. sísmica).	59
Figura 4-31 - Comparação direta entre tipos de ligação no efeito da variação de tensões no betão.	60
Figura 4-32 - Comparação entre malhas relativamente às tensões nas armaduras com a) $\omega = 0,049$; b) $\omega = 0,087$; c) $\omega = 0,137$; d) $\omega = 0,197$ (Comb. sísmica).	60
Figura 4-33 - Comparação entre malhas relativamente às larguras das fendas com a) $\omega = 0,049$; b) $\omega = 0,087$; c) $\omega = 0,137$; d) $\omega = 0,197$ (ELS).....	61
Figura 4-34 - Comparação direta entre tipos de ligação no efeito da variação da largura de fendas.	62
Figura 4-35 - Comparação entre malhas relativamente ao esforço normal reduzido em ELU sem ações sísmicas com a) $\omega = 0,049$; b) $\omega = 0,087$; c) $\omega = 0,137$; d) $\omega = 0,197$	63
Figura 4-36 - Comparação entre malhas relativamente ao esforço normal reduzido em ELU com ações sísmicas com a) $\omega = 0,049$; b) $\omega = 0,087$; c) $\omega = 0,137$; d) $\omega = 0,197$	64
Figura 4-37 - Localização das tensões críticas atuantes nas armaduras em paredes com a) 10% de abertura; b) 30% de abertura; c) 35% de abertura.....	65
Figura 4-38 - Comparação entre malhas relativamente ao esforço normal reduzido em ELS com a) $\omega = 0,049$; b) $\omega = 0,087$; c) $\omega = 0,137$; d) $\omega = 0,197$	66
Figura 4-39 - Resistência das paredes ao ELU com a variação da percentagem mecânica para a) ligações secas; b) ligações húmidas.	67
Figura 4-40 - Resistência de paredes com ligações húmidas ao ELU com ações sísmicas.	67
Figura 4-41 - Comparação direta entre paredes com diferentes tipos de ligação na resistência ao ELU sem ações sísmicas.	68
Figura 4-42 - Comparação direta entre paredes com diferentes tipos de ligação na resistência ao ELS com a variação de percentagem mecânica.	69

(página intencionalmente deixada em branco)

Lista de acrónimos

CSFM *Compatible Stress Field Method* (Método do campo de tensões compatível)

DXF *Drawing Exchange Format*

EPS Poliestireno expandido

ELS Estado limite de serviço

ELU Estado limite último

GFRP *Glass fiber reinforced polymer* (Perfil pultrudido de fibra de vidro)

MEF Método de elementos finitos

XPS Poliestireno extrudido

(página intencionalmente deixada em branco)

Simbologia

Alfabeto latino – Letras maiúsculas

A_c	Área da secção transversal do elemento de betão
A_s	Área da secção transversal da armadura ordinária
$A_{s,v}$	Área da secção transversal da armadura vertical
B	Largura da parede de betão
$A_{s,min}$	Área de armadura longitudinal mínima
E	Carga devido à ação sísmica
E_c	Módulo de elasticidade do betão
E_s	Módulo de elasticidade do aço
F	Força aplicada
G_i	Carga permanente devido ao elemento i
H	Altura do elemento de betão
T	Força de tração
Q	Carga variável
$Q_{acid.}$	Carga resultante da combinação devido à ação sísmica
Q_{Ed}	Carga resultante da combinação de ações fundamental para os estados limites últimos
Q_{qp}	Carga resultante da combinação de ações quase-permanentes

Alfabeto latino – Letras minúsculas

a	Largura do campo de tensões sob a carga concentrada
b	Largura da secção transversal do elemento de betão
b_{ef}	Largura efetiva do elemento de betão
b_t	Largura da zona tracionada do elemento de betão
d	Altura útil elemento de betão

f_{cd}	Valor de cálculo da tensão de compressão do betão
f_{ck}	Valor característico da tensão de compressão do betão
f_{cm}	Valor de resistência média da tensão de compressão do betão
f_{ctd}	Valor de cálculo da resistência de tração do betão
f_{ctm}	Valor de resistência média da tensão de tração do betão
f_{tk}	Valor característico da resistência à tração do aço
f_{yd}	Valor de cálculo da tensão à tração do aço
f_{yk}	Valor característico da tensão de cedência do aço
h	Altura da secção transversal do elemento de betão
k	Rácio entre resistência à tração com tensão de cedência (aço)
k_{c2}	Coeficiente de redução devido à fendilhação transversal
pp	Peso próprio
s	Coeficiente dependente do tipo de cimento CEM
s_r	Distância entre fendas
w	Largura da fenda
t	Tempo (em dias)
w_b	Projeção da largura da fenda na direção da armadura

Alfabeto grego – Letras minúsculas

α	<i>Aspect ratio</i> (relação geométrica entre altura e comprimento)
α_{cc}	Coeficiente que tem em conta o efeito a longo prazo que resulta da carga aplicada
β_{cc}	Coeficiente de endurecimento
γ_c	Coeficiente parcial de segurança do betão
γ_s	Coeficiente parcial de segurança do aço
δ_b	Projeção da largura da fenda na direção ortogonal da armadura
ε_{cm}	Extensão média do betão

ε_{cu}	Extensão última do betão
ε_{sm}	Extensão média do aço
θ_b	Inclinação da armadura
θ_r	Inclinação da fenda
λ	Proporção relativa à distância entre fendas máxima
ρ_{cr}	Percentagem mecânica de armadura mínima (CSFM)
$\sigma_{Rd,max}$	Valor de dimensionamento da resistência de compressão do betão
ν	Esforço normal reduzido
φ	Coeficiente de fluência
ω	Percentagem mecânica
ω_{tot}	Percentagem mecânica num elemento de betão sujeito a flexão composta

(página intencionalmente deixada em branco)

1. Introdução

1.1 Enquadramento geral

A escolha pela construção de estruturas prefabricadas em betão tem vindo a crescer porque esta solução tem várias vantagens comparativamente às estruturas betonadas *in situ*. De um modo geral, as construções produzidas *in situ* envolvem um processo mais moroso, necessitam de mais mão de obra e produzem maiores quantidades de desperdícios, o que faz com que haja a necessidade de desenvolver soluções alternativas. A opção pela prefabricação, além de diminuir as emissões de dióxido de carbono, consegue produzir os elementos de betão armado e pré-esforçado com um maior controlo de qualidade, e torna mais fácil o fabrico de elementos com qualquer forma geométrica. Este tipo de estruturas é formado por elementos produzidos em fábrica que são ligados entre si através de ligações secas ou húmidas. A escolha e o dimensionamento das ligações estão associados ao tipo de construção e localização da estrutura prefabricada [1].

Existem vários tipos de elementos prefabricados como vigas, pilares e paredes. Esta dissertação está focada apenas na análise de paredes prefabricadas, mais propriamente paredes simples, compostas apenas por uma camada de betão sem ter na sua constituição qualquer outro tipo de material não estrutural.

Apesar de ser um elemento prefabricado, o seu dimensionamento não se distingue muito de uma parede construída *in situ*, uma vez que se encontra solicitada pelo mesmo tipo de ações, sejam estas verticais como forças gravitacionais, como horizontais como as forças devidas ao vento e/ou sismo. No entanto, como estes elementos têm uma grande rigidez à flexão numa das direções, dada a diferença de dimensões entre comprimento da parede e espessura, as ações horizontais são consideradas como forças dentro do plano da parede. Ainda assim, é possível considerar cargas horizontais fora do plano, por exemplo, nas paredes enterradas as forças devido a pressões de terra; nestes casos o comportamento é semelhante ao de uma laje. O dimensionamento das paredes pode ser feito através de diferentes formas, nomeadamente: usar um programa de cálculo que inclua elementos finitos para determinar as tensões aplicadas devidas às ações ou usar uma outra abordagem como o método de escoras e tirantes. Este último método é muito útil quando as paredes têm zonas de descontinuidade, como a existência de cargas concentradas ou a existência de aberturas.

Nesta dissertação analisa-se o efeito da existência de aberturas no comportamento de estruturas prefabricadas simples, de modo a entender qual o impacto das mesmas não só na capacidade resistente, mas também no comportamento nas condições de serviço, nomeadamente, na fendilhação. Além da abertura nas paredes também se analisou o efeito do tipo de ligação utilizada e da quantidade de armadura atribuída à parede. A carga vertical máxima admissível, tensão no betão e no aço, e largura de fendas foram correlacionados com os parâmetros em estudo. Muitos dos resultados são apresentados em forma de gráfico para facilitar a interpretação, a análise e discussão.

Neste estudo foram necessários os conceitos dos Eurocódigos 0,1 e 2 [2], [3], [4] e usou-se para a realização dos vários modelos numéricos o programa de cálculo *IDEA StatiCa Detail* [5].

1.2 Objetivos

A presente dissertação tem como principal objetivo avaliar o comportamento de paredes de betão simples prefabricadas com aberturas, sujeitas tanto às ações resultantes das combinações de ações fundamentais, para a verificação aos estados limites últimos, nas quais a ação sísmica está incluída, como às ações correspondentes às condições de serviço, para a verificação dos estados limites de utilização. Com este estudo pretende-se perceber qual o maior rácio admissível entre a área da abertura e da parede, de maneira que a parede ainda possa ser considerada como um elemento estrutural. Esta análise foi realizada não só para paredes com diferentes taxas de armadura, mas também em paredes com diferentes tipos de ligação. A influência destes dois parâmetros é fundamental no comportamento das paredes e, por isso, devem ser considerados nesta análise, pois o efeito da abertura não é igual em todas as paredes. No que se refere ao tipo de ligações, foram considerados dois tipos de ligações (secas e húmidas), que se diferenciam em termos de amarrações da armadura e nas condições de fronteira da parede.

Como se referiu atrás, este estudo foi realizado com o auxílio do programa *IDEA StatiCa Detail* [5] e para cumprir os objetivos definidas acima, foi dividido em duas fases: (i) análise de um caso fictício em que a estrutura está localizada em Lisboa e (ii) análise de uma parede com quatro metros de largura e três de altura sujeita a cargas verticais e momento fletor resultante do binário de forças devido à ação sísmicas.

1.3 Estrutura da dissertação

A presente dissertação encontra-se dividida em cinco capítulos; de seguida é feita uma descrição breve de cada capítulo.

No primeiro e presente capítulo apresenta-se um resumo do trabalho realizado, é dado um enquadramento geral ao tema da dissertação, são definidos os objetivos que levaram à sua realização e é apresentada a estrutura da dissertação, com uma descrição sucinta sobre cada capítulo.

O segundo capítulo diz respeito ao estado de arte. Neste capítulo é feita uma revisão bibliográfica sobre o conhecimento atual relativo a paredes prefabricadas de betão armado, são explicadas as soluções de paredes, apresentados vários exemplos explicando os diferentes tipos de ligação que podem ser utilizados na construção das mesmas. É, ainda, apresentado o método de escoras e tirantes, focado na análise de paredes com zonas descontínuas, nomeadamente, com a existência de aberturas ou de cargas concentradas. Por fim, é descrita a teoria que está na base do programa *IDEA StatiCa*, fazendo uma análise ao método do campo de tensões compatível (Compatible Stress Method Field ou CSMF [6]).

No terceiro capítulo é descrita a modelação numérica, dando um enquadramento ao estudo de casos e é explicado o funcionamento do programa *IDEA StatiCa*. Os modelos desenvolvidos são apresentados em detalhe, justificando todo o processo relativo à escolha do material, distribuição de armaduras, detalhe das ligações e cargas e combinação das mesmas. São descritas também as variáveis analisadas na presente dissertação, justificando a escolha dessas mesmas no estudo.

Posteriormente, são também referidos os parâmetros em estudo e que resultados se esperam obter do *IDEA StatiCa* para ser possível fazer a sua discussão.

No quarto capítulo são demonstrados os resultados obtidos relativos aos casos estudados. É apresentada a evolução das tensões do betão e do aço bem como da largura de fendas, quando a parede se encontra submetida a incrementos de cargas verticais. Por fim, são apresentados os resultados referentes à capacidade máxima das paredes e como variam com o tipo de armadura utilizada e área da abertura.

No quinto e último capítulo apresentam-se as principais conclusões, indo ao encontro com os objetivos estipulados no subcapítulo anterior. São descritos também alguns aspetos que se devem ser tidos em conta em desenvolvimentos futuros, para se compreender melhor o comportamento estrutural das paredes de betão prefabricadas.

(página intencionalmente deixada em branco)

2. Estado da Arte

2.1 Considerações iniciais

O presente capítulo começa por caracterizar os elementos de betão armado, explicando como o material se comporta e que fatores é que têm de ser tidos em conta para um dimensionamento adequado de uma peça de betão armado. Numa segunda secção, explica-se o conceito de estruturas prefabricadas, fazendo uma descrição global deste setor da construção, destacando as suas vantagens e desvantagens bem como os processos de produção e montagem. De seguida são apresentadas várias soluções de paredes prefabricadas (paredes simples, painéis *sandwich* e paredes duplas), demonstrando as suas diferenças e os cuidados necessários no dimensionamento deste tipo de paredes. Neste capítulo é ainda, apresentada uma avaliação comparativa entre tipos de ligações que podem ser usadas em paredes prefabricadas (secas e húmidas). Por fim, é referido o tipo de esforços a que as paredes estão sujeitas, sendo estas produzidas *in situ*, a diferença quando são prefabricadas e a influência da presença de aberturas. Nesta análise é abordado a metodologia de dimensionamento das paredes, fazendo um paralelo entre o método de escoras e tirantes com o método utilizado pelo programa *IDEA StatiCa*, que tem como base o método do campo de tensões compatível (CSFM).

2.2 Elementos de betão armado

2.2.1 Caracterização Geral

O aparecimento do betão armado ocorreu no século XIX em França e foi um grande passo na construção civil, sendo este um dos principais materiais existente na maioria das estruturas. Sendo composto por betão e aço, este material tem a particularidade de conseguir trabalhar em conjunto de maneira a suportar as tensões, com o betão a resistir à compressão e o aço à tração. Para além da boa resistência a esforços de tração e compressão, ainda consegue ter uma boa resistência ao fogo, um bom rácio entre custo e eficiência, não requer mão de obra especializada na construção de estruturas e é também utilizado em estruturas prefabricadas. Salienta-se ainda que o betão no estado fresco pode assumir diferentes formas. O betão e o aço têm coeficientes de dilatação térmica relativamente semelhantes, o que origina, dada uma certa temperatura, deslocamentos muito semelhantes, não havendo por esse motivo tensões internas adicionais no contacto entre os varões e o betão [7].

Os materiais das estruturas devem ter propriedades mecânicas adequadas para não haver problemas de deformação ou de fendilhação excessivas, que provoca a corrosão dos varões de aço proporcionando uma redução da sua secção transversal e por conseguinte, uma redução da sua capacidade resistente. É importante também considerar uma certa espessura de betão entre os varões de aço e o exterior da peça (recobrimento), para proteger a armadura de agentes agressivos, e assim mitigar a ocorrência da corrosão no aço. Este valor é determinado em função da classe de exposição e do tipo de estruturas, de acordo com o Eurocódigo 2 [4].

O betão é composto por cimento, adições, agregados, superplastificantes e água, havendo inúmeras formas de combinar as quantidades dos seus constituintes, originando betões diferentes, isto é, betões com propriedades distintas. Tal como foi mencionado anteriormente, a principal função do betão é resistir à compressão, sendo que, ao fim de cerca de 28 dias de cura (dependendo das condições de temperatura ou meteorológicas e da composição do betão), atinge os valores máximos de resistência à compressão e tração [7], [8]. O Eurocódigo 2 [4] propõe as seguintes expressões (2.1 a 2.4) para a obtenção dos valores de resistência à compressão e tração, através do coeficiente de endurecimento, para uma temperatura média de 20°C [8]:

$$\beta_{cc}(t) = e^{\left[s \cdot \left(1 - \sqrt{28/t} \right) \right]} \quad 2.1$$

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad 2.2$$

$$\text{se } t < 28: f_{ctm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{ctm} \quad 2.3$$

$$\text{se } t \geq 28: f_{ctm}(t) = \beta_{cc}(t)^{2/3} \cdot f_{ctm} \quad 2.4$$

Na Figura 2-1 é possível observar o gráfico tensão-deformação do betão, o qual mostra que o mesmo tem um comportamento linear (por aproximação) para tensões de compressão até 40% da sua capacidade máxima:

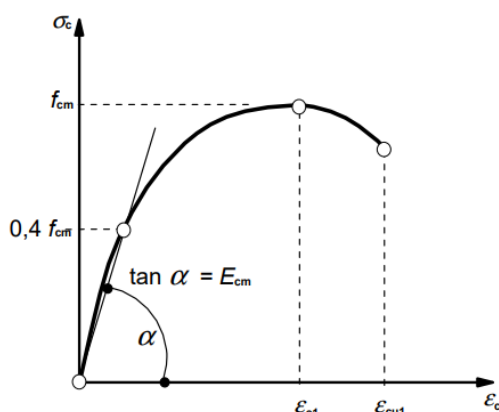


Figura 2-1 - Gráfico tensão-deformação do betão (adaptado de [3]).

Relativamente ao aço presente no betão armado, conforme foi referido anteriormente, o mesmo tem como função resistir às tensões de tração, sendo que pode também servir para suportar as de corte e de compressão [7]. Apesar de ainda se conseguir observar varões lisos na constituição do betão armado, nomeadamente, em estruturas mais antigas, os varões utilizados atualmente são nervurados, pois conferem uma maior aderência entre o betão e os varões, o que leva a menores distâncias máximas entre fendas e menores comprimentos de amarração poupando na quantidade de aço a ser utilizado [8].

É de notar que, de acordo com o Eurocódigo 2 [4], o aço presente nas estruturas de betão armado tem uma tensão de resistência à tração de 400 MPa ou 500 MPa. No processo de fabrico dos varões é necessário executar- processos que levem ao aumento da resistência do aço, nomeadamente,

processos térmicos, mecânicos ou adicionando elementos de liga. Os processos térmicos acabam por ser os mais comuns, por serem a solução mais econômica, e resultam do arrefecimento brusco em água dos varões laminados a quente (que por sua vez, são mais comuns do que dos laminados a frio), levando a uma mudança da microestrutura da camada exterior. Por fim, dá-se o arrefecimento natural no centro do varão, pois não é influenciado pela água, reduzindo as tensões instaladas, levando à recuperação da ductilidade sem que haja a perda de resistência [8].

Na Figura 2-2 é possível observar o comportamento do aço laminado a quente, mais propriamente a relação entre tensão e deformação, à tração simples.

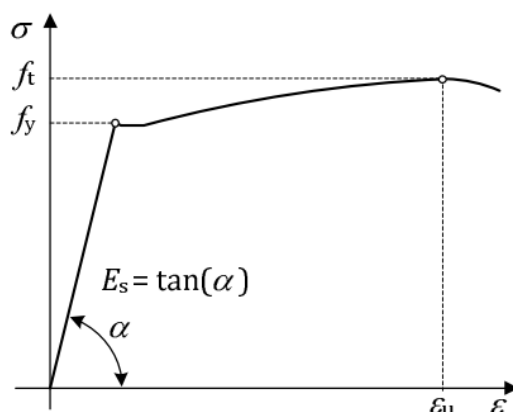


Figura 2-2 - Gráfico tensão-deformação do aço laminado a quente (adaptado de [8]).

2.3 Estruturas prefabricadas

2.3.1 Caracterização de estruturas prefabricadas

As estruturas prefabricadas resultam de um conjunto de vários elementos separados (como paredes, vigas e pilares) produzidos em fábrica, que são montados em obra através de ligações húmidas ou secas (mecânicas), criando vantagens que não seriam possíveis comparativamente às estruturas produzidas *in situ*. Por esse mesmo motivo, o uso de estruturas prefabricadas tem atualmente um interesse renovado, e é sem dúvida uma das estratégias do setor da construção para melhorar a sua sustentabilidade e eficácia.

As estruturas prefabricadas podem ser feitas com vários materiais estruturais como aço, madeira e betão. No entanto, as estruturas de betão oferecem certas vantagens relativamente às estruturas compostas por outros materiais, como a durabilidade, a boa inércia térmica, a pouca necessidade de manutenção e a possibilidade de se utilizar o betão como material de acabamento para além da sua função estrutural [1].

Os elementos prefabricados podem ser categorizados da seguinte forma (Figura 2-3): elementos lineares (que dizem respeito aos pilares e vigas), sistemas em painel (como paredes e lajes), combinação de elementos lineares e paredes, e sistema modular (composto por módulos de três dimensões). Adicionalmente, os painéis prefabricados podem ser considerados como elementos estruturais, sendo dimensionados para suportar cargas verticais e cargas horizontais no plano da parede (devido à elevada rigidez da parede nesta direção) como o vento e o sismo, ou então como

elementos não estruturais, como por exemplo paredes interiores que não apresentam um nível de resistência muito alto, estando ligadas aos elementos estruturais [1].



Figura 2-3 - Tipos de elementos prefabricados (adaptado de [1]).

A escolha das estruturas prefabricadas leva a uma opção mais sustentável pois por haver uma parte do processo que é realizado em fábrica, não há tantos desperdícios de quantidade de betão, levando a uma diminuição das emissões de dióxido de carbono. Existe também um maior controlo de qualidade na execução do betão, o que em geral resulta numa maior durabilidade da estrutura. Outra vantagem da produção ser realizada em ambiente de fábrica é o facto desta conseguir ser mais flexível na geometria da secção transversal dos elementos, pois consegue executar desde as formas mais básicas até às mais complexas como superfícies curvas, que por vezes se tornam complicadas de executar *in situ* [1], [9].

As estruturas prefabricadas, em geral, são mais económicas, pois necessitam de menos mão-de-obra, existe uma menor necessidade no uso de cofragens no local da obra e o custo de construção associado é mais reduzido, dada a sua rapidez de montagem. Este tipo de estruturas não tem qualquer tipo de restrições relacionado à sua altura, podendo ser *low-rise* (estruturas até 5 pisos), *mid-rise* (entre 5 e 10 pisos) e *high-rise* (superior a 10 pisos). Por este tipo de estrutura ser normalmente simétrico, proporciona uma distribuição uniforme de massa e de rigidez em altura. No entanto, uma grande desvantagem que pode surgir neste tipo de estruturas é o seu comportamento quando sujeitas a ações sísmicas, caso em que as roturas ocorrem maioritariamente nas zonas das ligações, por vezes devido à sua má execução em obra visto que o processo pode não ser familiar e requer formação especializada. É necessário que as ligações tenham maior capacidade de carga que os elementos de betão ou que tenham uma maior capacidade para dissipar energia, ou seja, que sejam mais dúcteis. Outro obstáculo referente aos elementos prefabricados é o facto de poder surgir uma certa dificuldade no transporte dos mesmos para o local da obra, bem como ser necessário utilizar uma grua adequada no manuseamento destes elementos [9], [10], [11], [12], [13].

Relativamente à sua produção e montagem das paredes prefabricadas de betão, existe um procedimento específico para a sua execução. Existem vários tipos de cofragens, podem ser de madeira (que revelam uma grande versatilidade em termos de dimensões e geometria), de plástico (feitos de poliéster ou de resina epóxi, tendo uma boa aplicação quando os painéis demonstram uma grande complexidade geométrica) e metálicas (muito utilizadas quando existem muitas montagens e desmontagens da cofragem). Em fábrica as cofragens são normalmente metálicas, pois facilita a sua reutilização e são também mais duráveis. Na fase seguinte são colocadas as armaduras, sendo necessário verificar que cumprem o comprimento necessário, e que estão amarradas e dobradas

conforme o projeto. Após a colocação das armaduras é inserida a mistura de betão (muitas vezes produzida por doseadoras controladas computacionalmente) na cofragem, sendo usado um vibrador com o objetivo de compactar o betão e libertar o ar. É de notar que é feito um controlo de qualidade através de amostras cilíndricas, para realizar ensaios de resistência à compressão. Por fim, antes de ser levado para o armazém, é necessário fazer os acabamentos, sendo este um carácter arquitetónico, no qual se relaciona ao tipo de padrões e textura. Durante o armazenamento e transporte, é necessário proteger as paredes de maneira a assegurar de que as mesmas ficam em condições aceitáveis. Ainda relacionado com a produção em fábrica, no caso de existirem aberturas na parede ou no caso de ser um painel *sandwich* (que é abordado no subcapítulo seguinte), existem ainda mais tarefas a serem realizadas. Se existir uma abertura no painel, é necessário inserir uma cofragem no local da abertura, sendo esta retirada depois da cura do betão.

Relativamente à montagem dos elementos prefabricados no local da construção, é fundamental fazer uma preparação previamente, ou seja, fazer um esquema de montagem que deve conter: a sequência de montagem; a localização e detalhe das ligações, armaduras adicionais e selagem; e cargas provenientes da montagem, desmontagem e do transporte. Na prática e em geral, utilizam-se dois aparelhos de elevação para o manuseamento de paredes, para evitar que as paredes rodem. Note-se que no caso da utilização de ligações húmidas, existe a necessidade de utilizar uma cofragem *in situ* de modo a fazer-se a ligação entre paredes prefabricadas.

Tal como se vê na Figura 2-4, é necessário contraventar e escorar temporariamente os painéis e estes devem ser dimensionados considerando as cargas relativas à construção mais a ação do vento, sendo que, um bom planeamento de montagem pode levar a uma redução da quantidade de contraventamento que poderá ser necessário [13], [14], [15], [16].

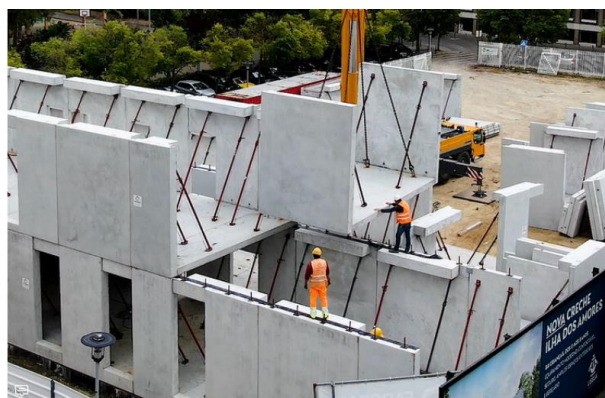


Figura 2-4 - Montagem de painéis prefabricados com o auxílio de contraventamento (adaptado de [17]).

No dimensionamento de estruturas prefabricadas, existem diversos fatores a ter em consideração, para além dos correntes aquando se dimensiona qualquer tipo de estrutura, nomeadamente, os estados limites últimos e de serviço. A geometria de cada elemento é um aspeto indispensável, que para além de afetar diretamente o peso do mesmo, pode comprometer o seu dimensionamento e o seu transporte para o local da obra. Um outro ponto relevante são os diferentes caminhos que as forças internas realizam nas diferentes fases de construção, desde a mudança de cargas aplicadas como a mudança de condições de apoio, onde um mau dimensionamento pode levar a imprevistos, como fendilhação excessiva, distorção e imperfeições adicionais [1]. A existência de

aberturas condiciona também o dimensionamento de paredes prefabricadas pois para além de criar zonas descontínuas, diminui a rigidez da parede e gera tensões de tração tanto na face superior como inferior das aberturas (havendo uma grande concentração nos cantos), o que origina fendas nessas regiões. Isso pode comprometer a resistência da armadura devido à corrosão da mesma, o que leva a uma limitação de carga (tanto vertical como lateral), provocando uma menor resistência. É relevante destacar que a dimensão como a localização da abertura na parede, pode mudar radicalmente o seu comportamento [10], [18], [19]. No dimensionamento das juntas entre painéis, é necessário averiguar se conseguem acomodar as deformações devido à fluência, retração e temperatura [13].

2.4 Tipos de paredes prefabricadas

2.4.1 Parede simples

A parede de betão armado (Figura 2-5) é a solução mais simples comparativamente a outros tipos de paredes prefabricadas, levando a ser a mais utilizada atualmente. Composta apenas por uma camada de betão e por armaduras, o dimensionamento deste tipo de solução não é muito distinto comparativamente com o adotado para as paredes de betão construídas *in situ*, visto que os cuidados acrescidos dizem apenas respeito ao dimensionamento das ligações (sendo este detalhe inexistente em paredes *in situ*). Deve ser dada também especial atenção para situações de transporte e montagem, que podem originar fendilhação ou imperfeições adicionais, caso o dimensionamento não seja correto. Este tipo de solução pode abranger espessuras entre 80 e 200 mm e pode chegar até aos 20 m de comprimento e 3 m de altura. Visto que esta parede é composta por uma camada opaca de betão armado, torna-se uma das soluções mais pesadas, uma vez que os outros tipos de soluções, seguidamente explicados são compostos por um material isolante ou por um material não estrutural, que acabam por ter um peso volumico menor que o betão armado. Por este mesmo motivo, esta solução pode variar entre 300 e 750 kg/m². Relativamente à produção, a mesma tem um processo de fabrico simples (e com um custo associado reduzido), após a preparação da cofragem e colocadas as armaduras de acordo com o projeto, é realizada a betonagem da parede [1].



Figura 2-5 - Exemplo de parede prefabricada simples [adaptado de [20]].

2.4.2 Painéis *sandwich*

O painel *sandwich* é um tipo de solução prefabricada composta por 2 camadas de betão (no mínimo) e uma não estrutural de isolamento acústico ou térmico entre as mesmas, que pode ser composta por diferentes tipos de materiais tais como lã de rocha, EPS (poliestireno expandido), XPS (poliestireno extrudido), entre outros. Este tipo de solução tem por norma uma espessura superior a 200 mm. Este isolamento pode ser feito também por vácuo, mas é necessário ter certos cuidados quando se opta por esta opção, pois para além de deixar o painel mais frágil, é necessário assegurar que a camada de vácuo não é comprometida. A sua principal vantagem está relacionada às propriedades acústicas e térmicas, que são superiores comparativamente com uma parede normal de betão armado. Isto é justificável devido ao betão ter densidade tão alta que é capaz de controlar os efeitos de reverberação e da camada de isolante servir como uma barreira interna para o som. Esta solução apresenta também uma boa eficiência térmica devido ao isolamento e à sua grande massa térmica associada, ou seja, a grande capacidade de armazenar calor, para conseguir depois libertá-lo para contrariar variações de temperatura e reduzir os picos de temperatura associados [13]. Por este motivo, este tipo de solução é utilizado sobretudo em paredes exteriores [1]. Na Figura 2-6 é possível compreender este conceito de maneira gráfica:

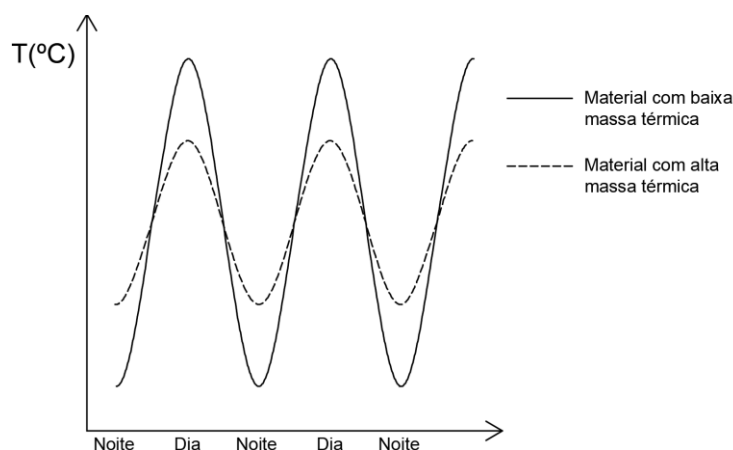


Figura 2-6 - Comparação entre dois materiais com baixa e alta massa térmica (adaptado de [13]).

Existem três tipos de painéis *sandwich*: os compostos, os não compostos e os parcialmente compostos. Os painéis compostos estão associados ao facto da camada exterior e interior atuarem em conjunto para resistir às ações, durante a vida útil da estrutura, enquanto nos não compostos atuam de forma independente e nos parcialmente composto resultam de um meio termo entre as duas anteriores, o qual depende do grau de ligação, que resulta da rigidez, do tipo e número de ligações ao corte. Estas ligações podem ser feitas de aço (inoxidável ou não), de fibras de carbono ou de compósitos, tendo de satisfazer a transmissão de esforço transversal, de maneira a manter a integridade da parede. Sendo assim, o tipo de ligação entre as duas camadas influencia o comportamento do painel em termos de transmissões de tensões, por exemplo no caso da treliça metálica, que por ser um tipo de ligação muito rígida, torna o painel do tipo composto. É importante salientar que, no dimensionamento dos painéis não compostos considera-se, de uma maneira conservativa, uma camada não estrutural e outra estrutural, sendo esta afetada pelas ações instaladas, inclusive o peso próprio da camada não

estrutural. Neste caso, as ligações entre camadas têm de ser dimensionadas de maneira a conseguir transferir a carga do peso próprio da camada exterior para a interior. Pode-se adotar esta abordagem pois, devido à camada interior ser mais espessa que exterior, a sua inércia será maior, o que origina uma maior absorção de esforços [13].

Na Figura 2-7 e Figura 2-8 é possível compreender a diferença entre painéis compostos ou não, relativamente ao seu diagrama de tensões e extensões:

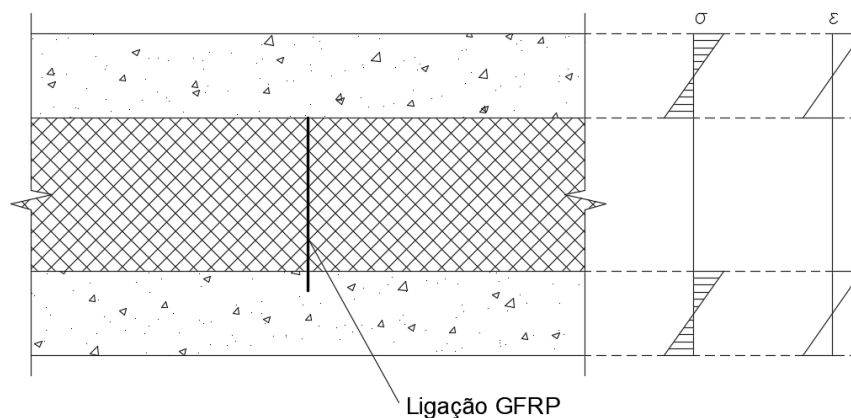


Figura 2-7 - Painel não composto (adaptado de [13]).

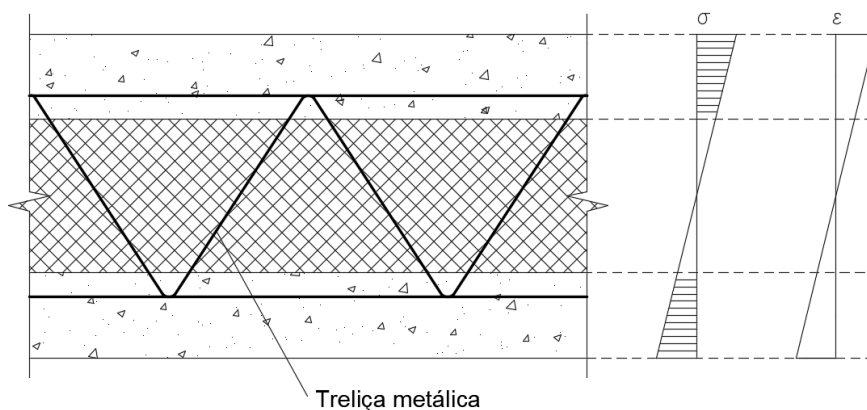


Figura 2-8 - Painel composto (adaptado de [13]).

A camada exterior é a camada com menor espessura e pretende-se que seja o mais esbelto possível, fazendo um equilíbrio de maneira que consiga assegurar os seguintes requisitos: tenha o recobrimento necessário de maneira a que as possíveis fendas não deixem a armadura à vista para evitar a ocorrência de corrosão das mesmas; tenha durabilidade e resistência ao fogo suficientes; consiga ser possível amarrar os varões; e que cumpra os requisitos arquitetónicos. No entanto, por vezes a diminuição desta espessura pode não ser a solução mais económica, pois pode exigir um maior volume de armadura de maneira a conseguir controlar a fendilhação e as deformações [13]. Para além disso, o aumento da esbelteza da camada pode introduzir instabilidade que deve ser analisada de forma cuidada.

Neste tipo de solução é necessário verificar o Estado Limite Último (ELU) e o Estado Limite de Serviço (ELS), sendo que o ELU não apresenta diferenças significativas comparativamente a um

elemento de betão qualquer. Relativamente ao ELS, para além da verificação das deformações e controlo de fendas, é necessária a análise dos efeitos térmicos, ou seja, verificar as diferenças térmicas entre a camada interior (que está sujeita às mesmas condições ambientais ao longo do tempo) e a camada exterior (que sofre variações das condições ambientais ao longo do tempo), podem suscitar deslocamentos diferenciais no mesmo painel. Por norma, o ELS acaba por ser mais condicionante para a definição de dimensões do painel e o tipo de ligações a adotar [13].

Como foi referido no subcapítulo anterior, existe uma particularidade em relação à produção deste tipo de painéis, na qual a colocação da armadura e a betonagem é feita por etapas. Primeiramente é colocada a armadura e betonada a primeira camada e são instaladas as ligações e o isolamento. Depois numa segunda fase é adicionada uma segunda rede de armaduras e betonada a segunda camada do painel.

2.4.3 Parede dupla

A parede dupla (Figura 2-9) corresponde a uma solução prefabricada composta por duas camadas de betão armado ligadas e separadas por uma ligação metálica. Relativamente ao seu dimensionamento, o mesmo tem a particularidade de que a ligação que une as duas camadas tem de ser feita de forma a parede se comportar como por inteira. Em termos de produção, as diferentes camadas são feitas conforme uma parede prefabricada simples, ou seja, existe a preparação da cofragem, a colocação das armaduras e, por fim, a betonagem da primeira camada. Numa fase posterior é produzida a segunda camada. Estas paredes exigem ainda que no local da obra seja realizada uma betonagem *in situ* de maneira a ligar os vários elementos e conferir um comportamento monolítico à estrutura. Em termos geométricos, este tipo de solução pode chegar até 12 m de comprimento e 3 m de altura, com espessuras de camadas a variar entre 40 e 70 mm, resultando num peso de 240 a 350 kg/m² [1].



Figura 2-9 - Exemplo de parede prefabricada dupla (adaptado de [21]).

2.4.4 Ligações secas e húmidas

As ligações entre elementos prefabricados são fundamentais para a construção da estrutura, sendo a sua função não só transferir esforços entre os diferentes elementos prefabricados, como também restringir movimentos devido aos efeitos da retração e da temperatura, de forma a conceder estabilidade à estrutura (pequenos movimentos são permitidos). Para além do seu dimensionamento, há necessidade de verificar a sua implementação, pois a sua má execução em obra pode conduzir a um comportamento diferente daquele para o qual foi dimensionado. Além da verificação da ligação em termos de resistência, é importante efetuar um dimensionamento de maneira a obter uma solução com um bom rácio custo-eficiência e uma boa ductilidade, independentemente do tipo de ligação escolhido em projeto. Adicionalmente, o dimensionamento tem de ter em consideração a satisfação dos requisitos de montagem e transporte, verificar a proteção contra o fogo, acessibilidade caso se queira fazer a desmontagem ou manutenção da estrutura [1], [10].

As ligações podem ser de dois tipos (secas ou húmidas), cada uma com as suas próprias vantagens e desvantagens associadas, bem como condições de fronteira diferentes. Ambas podem servir para realizar as seguintes ligações: parede-parede, parede-fundação ou parede-laje, isto no que se refere às ligações entre elementos de parede, pois existem ligações para outros tipos de elementos estruturais [1].

As ligações secas são realizadas através de parafusos ou soldaduras. Visto que se tratam de ligações mecânicas, conferem descontinuidade entre elementos prefabricados porque criam cargas concentradas nessas regiões, concentrando os danos ao longo dos bordos elementos. Estas ligações não necessitam de betão *in situ* para assegurar a ligação, o que leva a uma eficácia económica na construção (devido à sua rapidez e facilidade de execução) e evita ainda a poluição ambiental. As ligações secas permitem ainda a possibilidade de desmontar a estrutura e facilitam a desconstrução, o que é vantajoso para a reutilização e reciclagem dos materiais. Devem possuir uma ductilidade adequada, de forma a proporcionar uma boa capacidade de dissipação de energia e evitar roturas frágeis. Uma desvantagem associada a este tipo de ligação é a possível corrosão das chapas e dos parafusos, afetando o ciclo de manutenção, e influenciando negativamente a integridade da estrutura. Estas ligações são usualmente utilizadas em zonas com perigosidade sísmica baixa a moderada. [1], [9], [22], [23]. Relativamente às condições de apoio no dimensionamento da parede, pode-se considerar que este tipo de ligações impede deslocamentos, e normalmente tem pouca rigidez à rotação, sendo a sua localização comum nas extremidades do painel (uma em cada canto). Na Figura 2-10 é possível observar um exemplo de ligação seca num painel prefabricado:

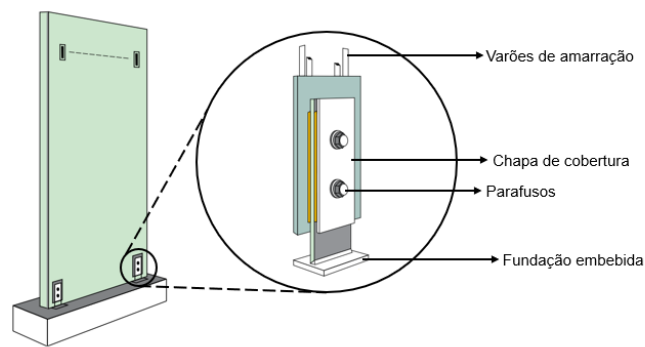


Figura 2-10 - Exemplo de ligação seca de uma parede prefabricada (adaptado de [24]).

Relativamente às ligações húmidas, estas são executadas através de varões de espera e pela colocação de betão *in situ*. Conferem uma maior rigidez e resistência, relativamente às ligações secas, comportando-se de forma semelhante a uma estrutura monolítica, na qual a transferência de esforços entre painéis ocorre de forma contínua. Por isso, têm um comportamento em regiões sísmicas mais favorável comparativamente com as ligações secas apesar de serem necessários estudos mais aprofundados sobre o comportamento sísmico deste tipo de ligações.

São dimensionadas de maneira a que tenham uma maior resistência que os elementos prefabricados, levando à cedência da estrutura fora das zona da ligação, comportando-se então de forma semelhante a uma estrutura monolítica. Ao contrário das ligações secas, este tipo de ligação não possibilita a desmontagem da estrutura [1], [9], [16], [22], [23]. Estas ligações oferecem uma condição de fronteira com deslocamentos e rotações impedidos, como um encastramento. Na Figura 2-11 apresenta-se um exemplo de aplicação de ligações húmidas nas paredes prefabricadas:

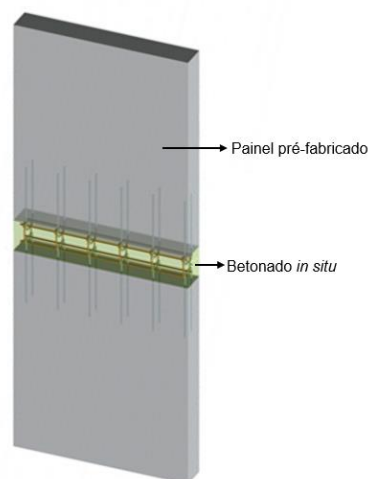


Figura 2-11 - Exemplo de ligação húmida de uma parede prefabricada (adaptado de [25]).

2.5 Método de escoras e tirantes

A necessidade de criação do método de escoras e tirantes surgiu quando se tornou muito complicada a análise de modelos com geometria complexa, como no caso da existência de aberturas

em paredes ou quando existe uma configuração irregular, ou devido à existência de cargas concentradas, originando zonas de descontinuidade (zona D), como pode ser visto na Figura 2-12. Nestas zonas a hipótese de Bernoulli não é válida, não sendo possível fazer uma análise com base no pressuposto de que a secção do elemento se mantém plana durante a deformação, usualmente associadas às zonas B. Por este motivo, a aplicação deste método torna-se muito útil em zonas descontínuas, porém, pode ser utilizado em qualquer região. É de referir que o método é baseado no teorema do limite inferior da teoria da Plasticidade (descrito adiante), resultando então num dimensionamento conservativo [6].

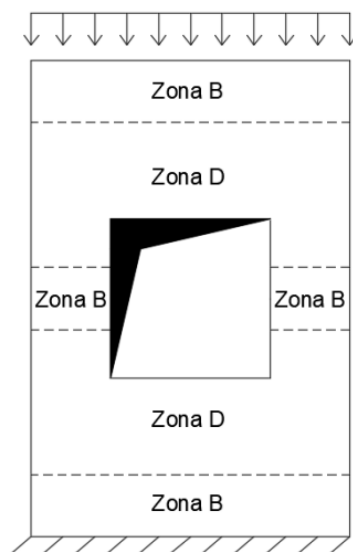


Figura 2-12 - Distribuição de zonas D e B numa parede com uma abertura.

A teoria da plasticidade é baseada em dois teoremas: o teorema do limite superior e o teorema do limite inferior. O teorema do limite superior propõe que se o trabalho produzido pelas cargas externas de um corpo for igual ao trabalho relativo às forças internas (devido à dissipação de energia), então o carregamento externo corresponde a um valor superior comparativamente ao limite. Relativamente ao teorema do limite inferior, este promete que se o equilíbrio entre forças internas e externas for verificado (sem ocorrer cedência em qualquer ponto da estrutura) e as condições de apoio forem satisfeitas, então a carga última não é ultrapassada. Note-se que, caso o limite superior coincida com o limite inferior, então a carga última é encontrada (sendo esta a interseção dos dois teoremas) [6], [16].

O propósito do método é transformar o fluxo de forças internas de uma zona D (zona descontinua) para uma zona B (zona contínua ou de Bernoulli) ou para os apoios através de uma estrutura tipo treliça, composta por escoras (elementos sujeitos a compressão pura, representando as resultantes dos campos de tensão à compressão), tirantes (componentes tracionados, que retratam as resultantes dos campos de tensão à tração; nestas zonas serão inseridas as armaduras e a resistência à tração do betão é ignorada) e nós (interceção de escoras e tirantes). O método é um processo iterativo, começando com um encaminhamento de cargas sob uma forma mais elementar (através de um processo lógico, desde uma hipótese empírica até à intuição do projetista dada a sua experiência) que vai sendo cada vez mais complexa de maneira a conseguir-se ter uma melhor aproximação de

forma a conseguir alcançar a situação ótima, equilibrando o fator económico com a estabilidade, resistência e ductilidade. Seguidamente, é necessário executar uma análise elástica linear, de maneira a obter os esforços dos vários elementos, fazendo finalmente o cálculo de obtenção de área de armadura necessária nas zonas tracionadas, tal como se observa na equação 2.5 [6], [26]:

$$A_s = T/f_{yd} \quad 2.5$$

Importa destacar que, caso o modelo corresponda a uma estrutura hiperestática, ainda é possível aplicar este modelo, a determinação dos esforços de cada membro está relacionado com a sua rigidez [26].

É fundamental assegurar que a tensão máxima resistente do betão não é ultrapassada pela tensão atuante, pelo que o Eurocódigo 2 [4] propõe o valor de cálculo da resistência do betão (conservativo), conforme a Figura 2-13, evitando deste modo falhas frágeis devido ao esmagamento do betão [6]. Este valor conservativo está relacionado com o estado do elemento de betão, que pode encontrar-se sob duas formas: com ou sem tração transversal. As expressões 2.6 e 2.7 apresentam o valor máximo da tensão nos dois casos, respetivamente:

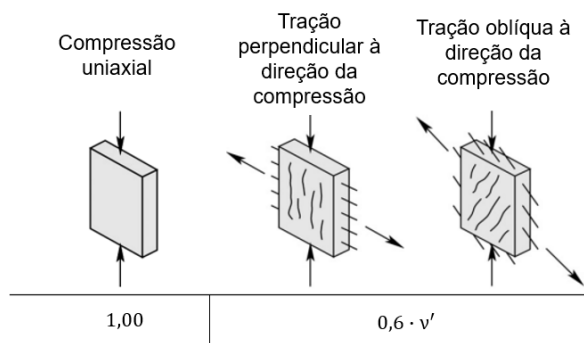


Figura 2-13 - Valores do fator de redução da resistência à compressão do betão, de acordo com o Eurocódigo 2 (adaptado de [6]).

$$\sigma_{Rd,max} = 0,6 \left[1 - f_{ck}/250 \right] f_{cd} \quad 2.6$$

$$\sigma_{Rd,max} = f_{cd} \quad 2.7$$

No que diz respeito aos nós, a tensão máxima resistente à compressão do elemento de betão pode ser diferente de acordo com o tipo de nó. Existem três tipos de nós quando se aplica este método (Figura 2-14): nós CCT (representando a interseção de escoras com tirantes amarrados numa só direção), nós CTT (encontra-se sujeito à tração e à compressão com tirantes amarrados em ambas as direções) e nós CCC (o nó encontra-se totalmente comprimido).

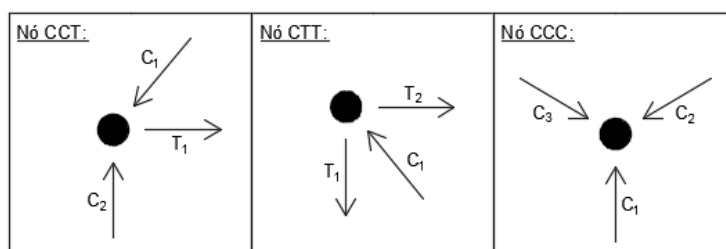


Figura 2-14 - Exemplos de nós CCT, CTT e CCC.

De acordo com o Eurocódigo 2 [4], os valores de resistência relativamente ao tipo de nó, como anteriormente mencionado, encontram-se expressos nas equações 2.8 a 2.10, respetivamente:

$$\sigma_{Rd,max} \leq 0,85 \left[1 - f_{ck}/250 \right] f_{cd} \quad 2.8$$

$$\sigma_{Rd,max} \leq 0,75 \left[1 - f_{ck}/250 \right] f_{cd} \quad 2.9$$

$$\sigma_{Rd,max} \leq 1,0 \left[1 - f_{ck}/250 \right] f_{cd} \quad 2.10$$

Importante referir que o método das escoras e tirantes considera modelos rígidos com um comportamento plástico mas não tem qualquer consideração cinemática, pelo que os critérios de serviço como a verificação das deformações do elemento ou a verificação das fendas não são possíveis de se concretizar. Adicionalmente, o método não é aplicável para modelos com materiais com propriedades diferentes (elementos heterogéneos) à exceção do betão armado [6].

2.6 Método do campo de tensões compatível

A aplicação do método de escoras e tirantes foi um avanço significativo tanto para o dimensionamento como para uma melhor compreensão do comportamento de zonas descontínuas, zonas onde a distribuição de tensões não é linear elástica. No entanto, a sua implementação em casos práticos torna-se um processo moroso devido às várias iterações que podem necessárias, como também devido à variedade de possíveis casos de cargas que podem ocorrer. Não é também um método apropriado para a verificação da largura de fendas e deformações, ou seja, para a verificação do estado limite de serviço. Sendo assim, foi proposto na literatura o método do campo de tensões compatível (CSFM), que consiste num processo computacional capaz de calcular o campo de tensões em zonas B e D, permitindo assim o dimensionamento automático de qualquer elemento de betão sujeito a uma carga contida no plano. Este método faz uma análise do campo de tensões, utilizando o método de elementos finitos (MEF), com a particularidade de ter em conta o comportamento não linear dos materiais, que não seria possível no caso de alguns programas de MEF. Claro que há também alguns programas de MEF que fazem análises não lineares. O método do campo de tensões compatível (CSFM) não considera a resistência à tração do betão, mas tem em consideração os elementos sujeitos à tração para o cálculo da rigidez, resultando numa melhor aproximação do comportamento real da estrutura, principalmente no estado de serviço, como o cálculo da deformada, o que por sua vez, já se torna uma vantagem relativamente ao método das escoras e tirantes [6], [27].

Na zona da fendilhação o método assume a tensão de compressão principal máxima (σ_{c2r}) e as tensões de tração na armadura (σ_{sr}), desprezando para a resistência as tensões de tração do betão (σ_{c1}), conforme a Figura 2-15 [6], [27]:

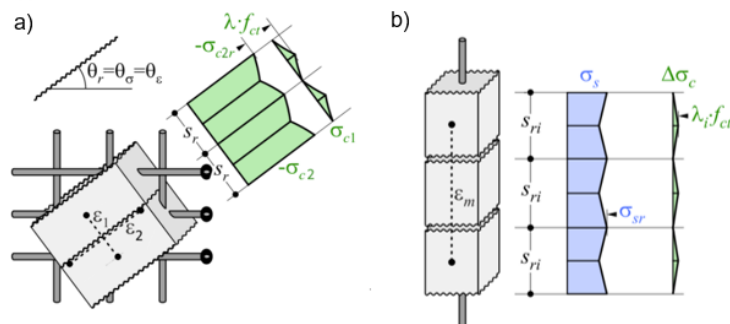


Figura 2-15 - Método CSFM: a) tensões principais no betão b) tensões na direção da armadura (adaptado de [27]).

O CSFM assume que o betão tem um comportamento baseado nos modelos definidos nos regulamentos, como por exemplo o Eurocódigo 2, estando apenas dependente da sua resistência à compressão. Para ter em conta o estado fendilhado é aplicado um fator de redução k_{c2} diminuindo a resistência do material [27].

O CSFM encontra-se implementado em algumas ferramentas numéricas, incluindo no *IDEA StatiCa* [5]. Este software revela ser muito útil, pois para além de utilizar o CSFM, para o dimensionamento da armadura de um determinado elemento, é capaz de determinar a localização e a quantidade necessária, de uma maneira eficiente, através de um cálculo linear e de uma otimização topológica (descritos adiante), ambas as ferramentas implementadas no programa [6].

O cálculo linear (Figura 2-16), consegue ser uma operação rápida, que apresenta uma visão inicial das áreas comprimidas e tracionadas, considerando o material como sendo elástico linear, desprezando a armadura existente e diferenças de comportamento do betão à tração e compressão [6].

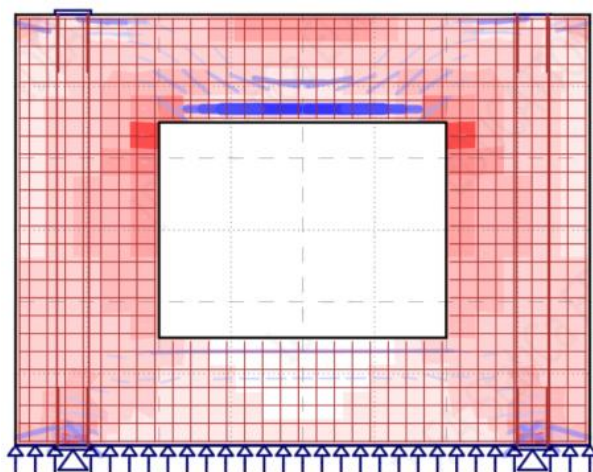


Figura 2-16 - Representação gráfica do cálculo linear numa parede sujeita a carga vertical (*IDEA StatiCa Detail*).

Em contrapartida, a otimização topológica (Figura 2-17) é um processo iterativo, que coloca em prática o método dos elementos finitos (linear), começando com uma distribuição de densidade homogénea que vai sendo reajustada, partindo do cálculo da derivada entre energia de deformação

com a densidade de cada elemento $\left(\frac{dE_\varepsilon}{d\rho_i}\right)$. A solução final garante a menor energia de deformação na estrutura, apresentando então, na sua solução ótima, uma estrutura tipo treliça com escoras e tirantes. O cálculo é feito para várias percentagens de volume preenchidos pela armadura, podendo estes ficar ao critério do projetista. É importante referir que, por vezes, não se torna prático colocar a armadura no local exato; por conseguinte, cabe ao projetista tomar a decisão do posicionamento dos varões tendo em atenção esse aspeto [6], [28].

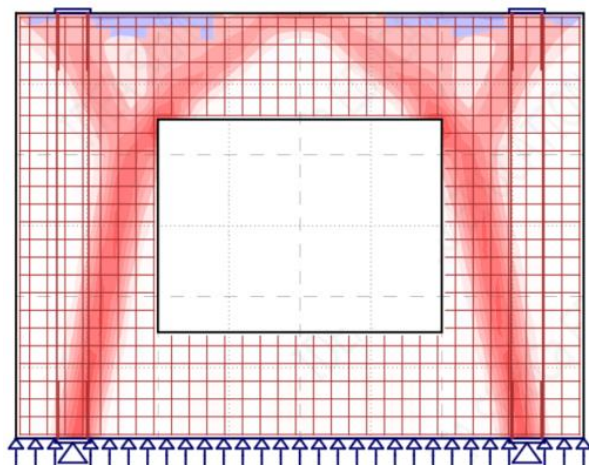


Figura 2-17 - Representação gráfica da otimização topológica numa parede sujeita a carga vertical (*IDEA StatiCa Detail*).

Uma desvantagem associada a estas ferramentas de cálculo está relacionada com a utilização de apoios contínuos (*linear supports*, abordados no subcapítulo 3.5.4), os quais são considerados elementos não lineares; logo, as respostas dadas tanto pelo cálculo linear como pela otimização topológica podem dar resultados que não seriam esperados.

Como foi referido no início do capítulo, o programa *IDEA StatiCa* o CSFM para a resolução de elementos que tenham zonas descontínuas, fazendo a sua verificação ao estado limite último e ao de serviço. De acordo com a verificação do estado limite último, o CSFM calcula a resistência do betão, da armadura e das amarrações, e calcula o campo de tensões na estrutura, fazendo um rácio entre os valores obtidos e os valores limites propostos pelo Eurocódigo [27].

Relativamente ao estado limite de serviço, o método já assume que o estado último foi verificado e que as condições de cedência não ocorrem em serviço. Verifica a largura de fendas (fazendo um rácio entre a largura de fendas calculada e o valor limite, escolhido pelo projetista) e a deformação a curto e longo prazo. Neste caso, utiliza-se um coeficiente de fluência ϕ de 2,5. A verificação também é realizada fazendo uma comparação entre os valores de deformação calculados pelo método com o valor limite optado. Por fim, é ainda as tensões máximas no betão e nas armaduras (limitação de tensões). É de notar que para a verificação deste estado, o comprimento de amarração não necessita de ser analisado [27].

Relativamente à fendilhação, existem dois cenários: o caso em que existem fendas estabilizadas e quando existem fendas não estabilizadas. A diferença entre as duas está relacionada com a existência de armadura mínima na zona fendilhada, que está relacionada com a área mínima

necessária para transmitir a carga pela armadura sem ceder, evitando a possibilidade de originar uma rotura frágil [6]. Na maioria dos casos, o modelo não apresenta a armadura mínima pelo que o mesmo analisa o comportamento da fenda considerando que não existe qualquer contacto entre fendas, desprezando a deformabilidade do betão à tração e admitindo uma aderência entre o betão e o varão de aço. Assim, torna-se possível calcular as extensões do aço em redor da fenda dependente da tensão atuante no varão, partindo do equilíbrio [6], [27].

O valor da quantidade mínima de armadura está associado à percentagem mecânica mínima, demonstrada pela expressão 2.11 com um valor convencional de aproximadamente 0,6% [6], [27].

$$\rho_{cr} = \frac{f_{ctm}}{f_{yk} - \left(\frac{E_s}{E_c} - 1\right) f_{ctm}} \quad 2.11$$

(página intencionalmente deixada em branco)

3. Estudo de caso e metodologia

3.1 Introdução

O presente capítulo tem como objetivo descrever o caso selecionado para esta dissertação, apresentar detalhadamente todos os passos realizados para construir os modelos numéricos no software *IDEA StatiCa* e descrever a metodologia do estudo paramétrico realizado. Assim, este capítulo começa com a descrição e contextualização do caso estudado, apresentando-se a sua geometria e pormenorização de armaduras, os tipos de ligação, os materiais utilizados e as cargas e combinações de ações consideradas. De seguida, é apresentada a modelação numérica da parede, na qual é feita primeiramente a apresentação da ferramenta numérica, descritas as etapas da modelação numérica e os pressupostos assumidos. É descrita a metodologia do estudo paramétrico, descrevendo-se todas as variáveis em estudo. Por fim, são descritos os parâmetros de desempenho para cada estudo, sendo também justificada a sua importância e a razão pela qual de se escolheram os mesmos.

3.2 Descrição e enquadramento

A presente dissertação foi desenvolvida estando enquadrada no projeto de investigação R2UTechnologies|Modular Systems, que visa desenvolver edifícios residenciais (unifamiliares e multifamiliares) modulares prefabricados de betão. O sistema estrutural definido para estes edifícios é um sistema à base de paredes prefabricadas autoportantes ligadas entre si e às lajes alveolares e fundações, através de ligações secas e/ou húmidas. Neste sentido, e dado o objetivo da presente dissertação, foi definida uma parede tipo representativa das definidas para um dos edifícios modulares multifamiliares concebidos para o projeto de investigação R2UTechnologies.

Trata-se assim de uma parede prefabricada constituinte de um edifício de 4 pisos situado na cidade de Lisboa. A parede em estudo é um elemento interior do edifício, localizada no piso térreo, com 8 metros de vão para cada lado até às paredes adjacentes. A disposição das paredes prefabricadas faz com que haja contacto direto entre estas, seja através de juntas verticais e/ou horizontais. Para o presente estudo será apenas considerada uma parede prefabricada justaposta com ligação através da junta horizontal, conforme pode ser observado na Figura 3-1. Não foi considerada a presença de uma parede posicionada lateralmente à parede em estudo.

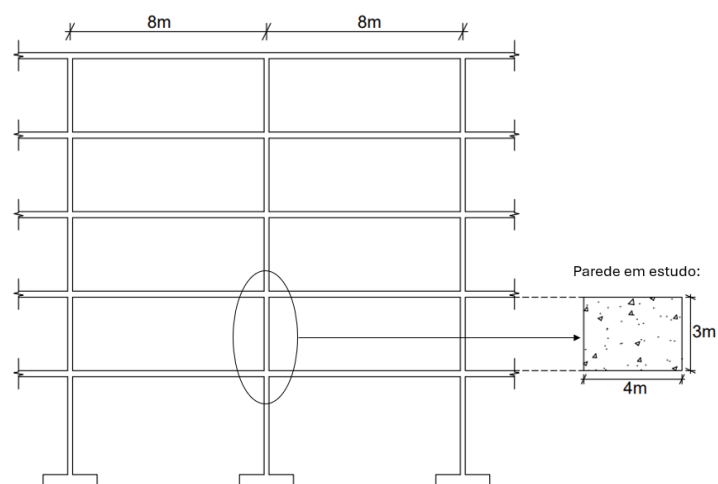


Figura 3-1 – Esquema ilustrativo de um corte do edifício em estudo.

3.3 Características da parede

3.3.1 Geometria e armaduras

A geometria da parede em estudo apresenta uma largura de 4 m e 3 m de comprimento, resultando numa relação entre altura e comprimento (*aspect ratio*, α) de 0,75 e com 20 cm de espessura. Estas dimensões foram definidas tendo por base o projeto de arquitetura do edifício modular selecionado como referência.

Relativamente às armaduras assumidas para a parede em estudo optou-se por calcular armaduras de distribuição segundo a secção 9.6.2 e 9.6.3 do Eurocódigo 2 [4]. Assim, a armadura de distribuição vertical e horizontal mínima para a parede têm de ser $0,002A_c$ e $\min\{0,25 \cdot A_{s,v} ; 0,001A_c\}$, respetivamente. Adotaram-se portanto, para cada caso estudado, varões de $\phi 6$ a $\phi 12$ espaçados a 125 mm em ambas as direções, de maneira a obter uma malha quadrada, respeitando assim a armadura mínima.

3.3.2 Tipos de ligações

Para haver uma maior semelhança entre o modelo de cálculo e a realidade, é necessário modelar com o maior rigor possível todas as características do objeto de estudo de maneira a obter resultados numéricos idênticos ou semelhantes ao seu comportamento real. Uma vez que as paredes prefabricadas existentes no edifício modular em estudo são ligadas entre si através de ligações secas e/ou húmidas, torna-se fundamental para este estudo modelar estes tipos de ligações para melhor representar o seu comportamento real de forma a avaliar-se o efeito do tipo de ligação entre paredes na resistência global da parede. Para as ligações secas implementadas neste estudo, assumiu-se tendo por base um estudo preliminar no projeto de investigação R2UTechnologies|Modular Systems, no qual foi estudada uma ligação aparafusada com quatro varões $\phi 12$ soldados à chapa, com um comprimento de amarração de 400 mm, conforme a Figura 3-2. Estes varões transferem a carga ao betão envolvente e às armaduras embebidas na parede, permitindo assim transmitir a carga aplicada na face superior

para a face inferior da parede. Relativamente às ligações húmidas estudadas, assumiu-se que existiriam varões de espera (verticais), onde depois seria realizada a betonagem *in situ*, obtendo-se assim uma ligação monolítica.

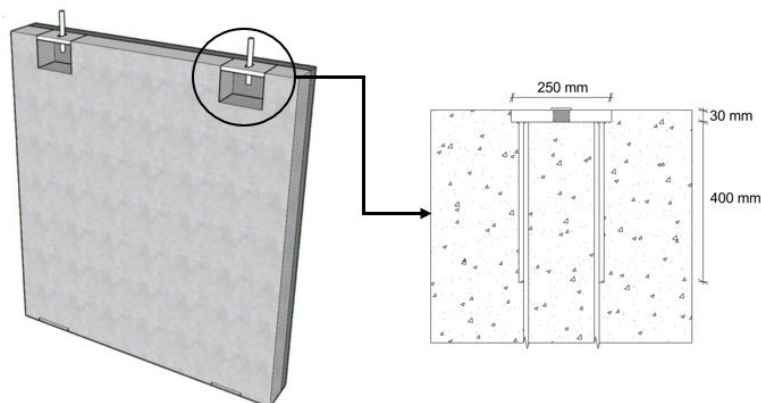


Figura 3-2 – Vista geral da parede prefabricada com ligações secas.

3.3.3 Materiais constituintes

O software *IDEA StatiCa* tem uma base de dados com todos os valores relativos às propriedades mecânicas de ambos os materiais, logo foi só necessário indicar a classe de resistência dos mesmos. Assumiu-se que o betão era da classe de resistência C30/37 e, por ser uma parede interior de um edifício habitacional, considerou-se segundo o Eurocódigo 2 que a sua classe de exposição é XC1 [4]. Como o estudo não se foca na durabilidade do elemento de betão armado, considerou-se um recobrimento de 2,5 cm, no entanto, caso se quisesse melhorar as condições de durabilidade, o recobrimento poderia ser aumentado. Relativamente ao aço utilizado nas armaduras, considerou-se um aço A500, sendo que a classe dos varões é A, pelo que o rácio mínimo entre a resistência à tração f_{tk} , com a tensão de cedência f_{yk} seja 1,05, segundo o Anexo C do Eurocódigo 2 [4]. O valor da largura máxima de fendas é limitado pela classe de exposição ambiental onde a estrutura está localizada. Sendo assim, segundo a tabela 7.1N do Eurocódigo 2 [4], conclui-se que, para uma combinação de ações quase-permanente, a largura máxima das fendas é 0,4 mm.

3.4 Cargas e combinações de ações

Para este estudo, considerou-se que as lajes dos pisos seriam alveolares (dado o seu vão) com uma espessura de 25 cm e com um peso próprio de 370 kg/m². Admitiu-se que no caso de revestimentos e paredes divisórias, ambos possuem um peso de 2 kN/m². Para se aproximar mais à realidade, simulou-se uma parede sem aberturas com uma armadura de distribuição com afastamento de 125 mm, somente sujeita ao seu peso próprio, resultando num valor de 58.9 kN, independentemente dos varões escolhidos.

Para a sobrecarga, visto que se trata de um edifício habitacional, segundo o Anexo Nacional do Eurocódigo 1 [2], o valor adotado foi 2 kN/m². Relativamente à ação sísmica, visto que o *IDEA StatiCa*

não permite a aplicação de um momento concentrado, foi aplicada uma carga vertical de 150 kN na localização de cada um dos apoios superiores (cada um a 40 cm da extremidade), com sinais opostos (Figura 3-11), de maneira a produzir um binário. O valor do binário foi assumido tendo por base um estudo preliminar no projeto de investigação R2UTechnologies|Modular Systems, no qual foi estudado este tipo de ligação. Importa sublinhar que tanto na ligação seca como húmida, a ação sísmica foi considerada a mesma apesar de na realidade, para as ligações húmidas, a ação sísmica ser mais atenuada pela natureza da ligação. Na Tabela 3-1 são apresentadas as cargas consideradas para este estudo.

Tabela 3-1 - Cargas atuantes consideradas.

Cargas	
G_{laje} [kN/m ²]	3,7
$G_{revestimento}$ [kN/m ²]	2,0
$G_{paredes\ divisórias}$ [kN/m ²]	2,0
$G_{paredes\ estruturais}$ [kN]	58,9
Q [kN/m ²]	2,0
E [kN]	±150,0

Relativamente às combinações de ações, foram consideradas as disposições do Eurocódigo 0 [3], onde os coeficientes parciais γ_G , γ_Q e ψ_2 são listados no anexo A1 do mesmo. Seguidamente são apresentadas as equações 3.1 a 3.3 que correspondentes às combinações para o estado limite último, estado limite de serviço (quase-permanente) e a combinação accidental para situações sísmicas respetivamente:

$$Q_{Ed} = 1,35 \cdot \sum_i G_i + 1,50 \cdot Q \quad 3.1$$

$$Q_{qp} = 1,00 \cdot \sum_i G_i + 0,30 \cdot Q \quad 3.2$$

$$Q_{acid.} = E + 1,00 \cdot \sum_i G_i + 0,30 \cdot Q \quad 3.3$$

Note-se que, a escolha da combinação quase-permanente deve-se ao facto do *IDEA StatiCa* realizar a verificação à fendilhação somente para esta combinação, pelo que, a combinação frequente não foi considerada neste estudo. Na Tabela 3-2 são apresentados os valores resultantes destas combinações:

Tabela 3-2 - Valores de carga resultantes das combinações de ações.

Combinação de ações	
Q_{ed} [kN/m]	488,3
Q_{qp} [kN/m]	309,8
$Q_{acid.}$ [kN/m]	309,8

A aplicação das cargas foi feita em toda a superfície superior da parede em estudo, como demonstrado na Figura 3-3:

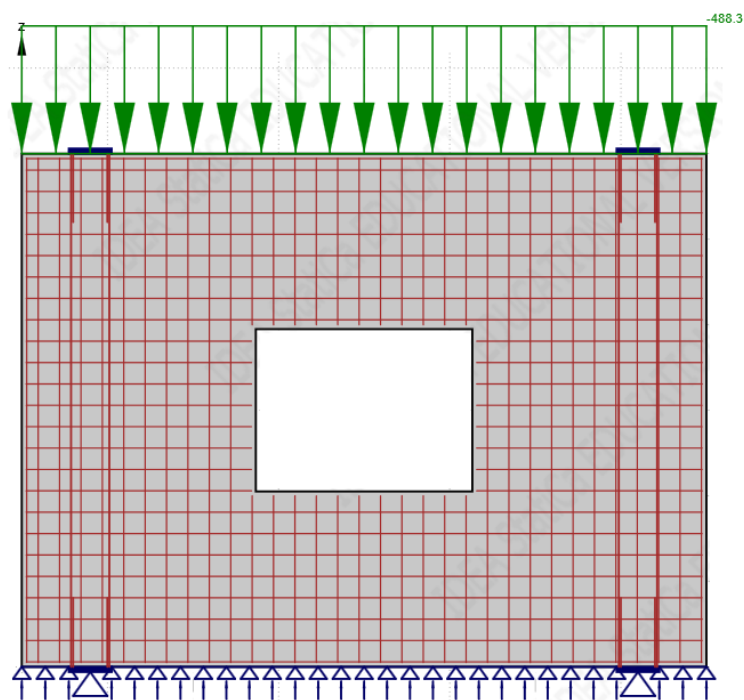


Figura 3-3 - Aplicação da carga vertical na parede em estudo (ELU).

3.5 Descrição da modelação numérica

3.5.1 Apresentação do programa

O *IDEA StatiCa* [5] utiliza como base de cálculo o método do campo de tensões compatível (CSFM), referido no capítulo 2. Além de possibilitar o dimensionamento de um elemento de betão armado de maneira simplificada, oferece também a possibilidade de importar ficheiros DXF, facilitando o processo quando se pretende estudar elementos com geometrias mais complexas. Adicionalmente, fornece ferramentas úteis como a otimização topológica e a análise linear, capazes de identificar os esforços de tração e compressão de um elemento submetido a qualquer tipo de carregamento. E possibilita a verificação de elementos laminares de acordo as exigências do Eurocódigo 2 [4] ao estado limite último (ELU) e de serviço (ELS) (Figura 3-4). Por fim, dispõe de dois tipos de relatórios (um sucinto e outro detalhado), que concede todas as informações relevantes como geometria, quantidade de aço utilizada, carregamentos e zonas críticas do elemento para ELU e ELS.

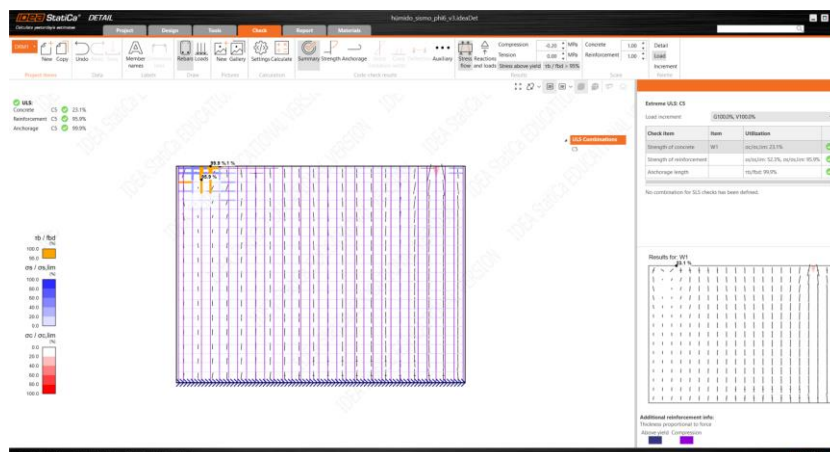


Figura 3-4 - Interface do programa (check).

Relativamente ao ELU, são feitas três verificações, sendo estas relativas à resistência do betão, do aço e das amarrações. A verificação da segurança do betão foi feita comparando a tensão atuante máxima com a resistente, sendo esta última possivelmente menor do que os valores normalmente adotados para f_{cd} , pois foi tido em conta o fator de redução k_{c2} relativo à possível presença de fendas transversais (Figura 3-5). Assim, o cálculo da tensão resistente de cálculo f_{cd} foi realizado através da equação 3.4, (note-se que, o primeiro fator α_{cc} , referente ao efeito a longo prazo devido a uma carga aplicada no elemento, pode ser no máximo 1, sendo este o valor padrão do programa) [29]. Note-se que as restantes variáveis encontram-se listadas no glossário.

$$f_{cd} = \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \frac{\alpha_{cc} \cdot k_{c2} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \quad 3.4$$

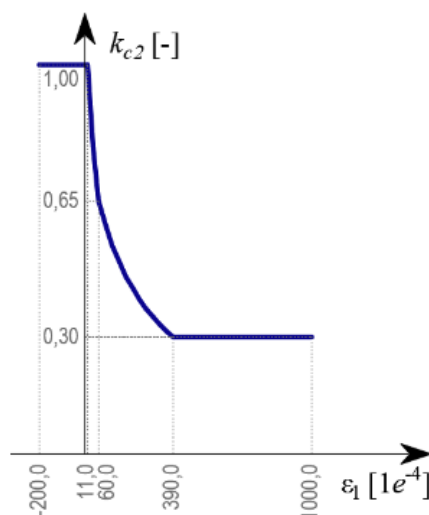


Figura 3-5 - Gama de valores de k_{c2} (adaptado de [29]).

Tal como no betão, a verificação da segurança das armaduras foi feita comparando a tensão atuante máxima, com a sua tensão resistente. O programa assume dois tipos de relação tensão-deformação dependentes da resistência e classe do aço (Figura 3-6) [29].

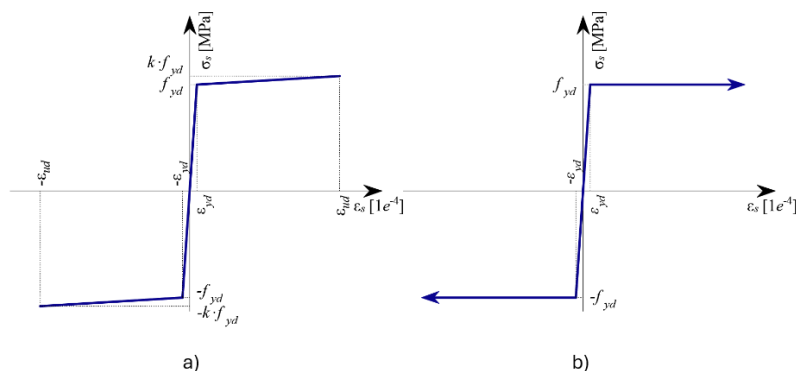


Figura 3-6 - Relação tensão-deformação do aço a) com o ramo superior inclinado b) com o ramo superior horizontal (adaptado de [29]).

O *IDEA StatiCa* só realiza a verificação da fendilhação (descrita abaixo), quando o diagrama tensão-deformação do aço possui o ramo superior inclinado por efeito do endurecimento (Figura 3-6a), pelo que se fosse utilizado o diagrama com o ramo superior horizontal (Figura 3-6b), a verificação teria de ser realizada manualmente [29]. Com base nestes pressupostos, foi assumido então o diagrama tensão-deformação do aço que possui o ramo superior inclinado, fazendo com que a tensão resistente do aço (f_{yd}) seja ligeiramente superior à tensão do aço normalmente utilizada, sendo esta expressa pela equação 3.5. O valor de k é igual a 1,05 visto que se trata de varões de classe A segundo o Anexo C do Eurocódigo 2 [4]. As variáveis f_{yk} e γ_s encontram-se listadas no glossário.

$$f_{yd} = \frac{k \cdot f_{yk}}{\gamma_s} \quad 3.5$$

Relativamente à verificação das amarrações, foi assumido que as amarrações existentes apresentavam as condições perfeitas e por essa razão não foi objeto do presente estudo. Esta opção visou simplificar a complexidade do estudo e tem por base que a pormenorização e construção das paredes prefabricadas cumpre na integra as exigências do Eurocódigo 2 [4].

Relativamente ao ELS, o *IDEA StatiCa*, realizou a verificação da fendilhação e da limitação de tensões. Tal como na verificação das amarrações, a limitação de tensões foi uma verificação que não foi considerada neste trabalho, uma vez que durante o estudo observaram-se algumas limitações no cálculo desta verificação devido ao facto do *IDEA StatiCa* não conseguir realizar o cálculo quando a fluência é considerada não linear de acordo com o Eurocódigo 2 [4].

A verificação de largura de fendas foi realizada através do rácio entre a largura de fendas máxima w devido à carga atuante (e dependente da inclinação da fenda θ_r e da armadura θ_b), com a largura admissível (estabelecida pelo utilizador e de acordo com as exigências do Eurocódigo 2 [4]). Para a obtenção da largura de fendas, o programa realizou o cálculo através da expressão 3.6, que resulta da Figura 3-7 [27]:

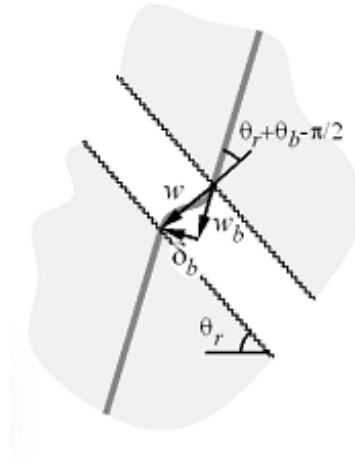


Figura 3-7 - Representação do cálculo da largura de uma fenda no betão no *IDEA StatiCa* (adaptado de [27]).

$$w = \frac{w_b}{\cos\left(\theta_r + \theta_b - \frac{\pi}{2}\right)} \quad 3.6$$

Importa mencionar que o cálculo de w_b (referente à projeção da largura da fenda na direção da armadura) é automático, sendo este o somatório das diferenças de deformação entre o elemento de betão (ε_{cm}) e a armadura (ε_{sm}), numa distância entre fendas (s_r) (expressão 3.7), sendo esta o valor máximo possível, dando resultados conservativos [27].

$$w_b = \int_0^{s_r} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) dx \quad 3.7$$

3.5.2 Modelação de estruturas prefabricadas

A distribuição de armaduras no modelo numérico foi realizada de baixo para cima e da direita para a esquerda, sendo que houve a necessidade de fazer uma correção no afastamento dos últimos varões (i.e., na zona superior e na zona lateral esquerda da parede), tendo a última camada de varões um afastamento de 75 mm. Note-se que foram feitas duas camadas de malhas ao longo da espessura da parede. Na Figura 3-8 é possível observar a distribuição de armaduras descrita acima, juntamente com a geometria da parede. Importa salientar que não foram consideradas armaduras de canto, facilitando a compreensão dos resultados relativos ao impacto da variação da percentagem mecânica.

As amarrações horizontais foram consideradas perfeitas com o objetivo de simplificar o estudo, ao passo que, as amarrações verticais ficaram dependentes do tipo de ligação utilizado, conforme explicado nos subcapítulos seguintes.

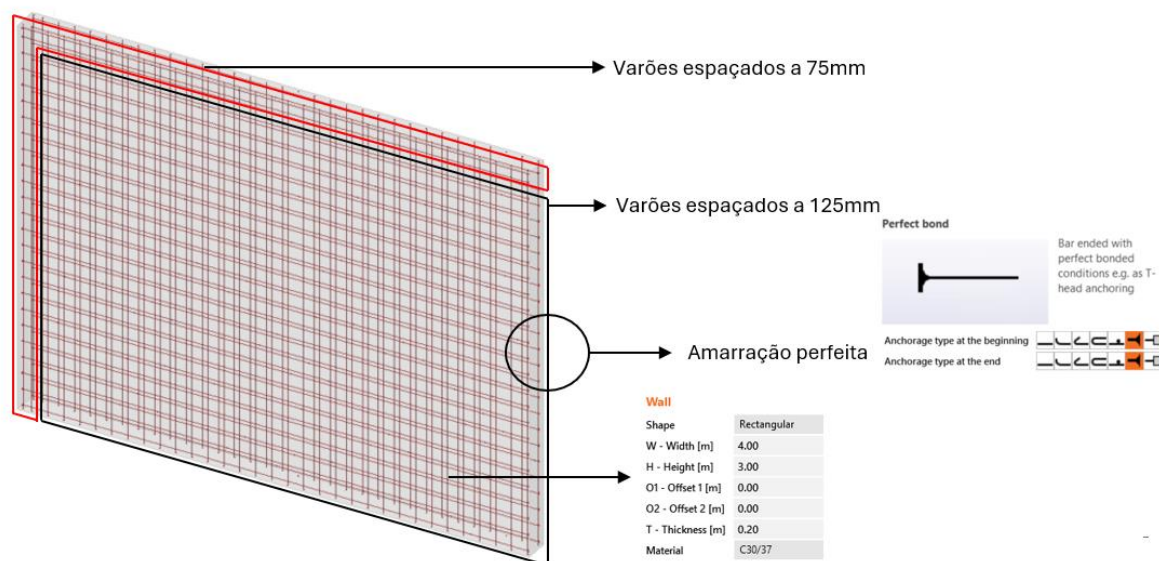


Figura 3-8 – Representação da geometria e distribuição das armaduras na parede.

3.5.3 Modelação da ligação húmida

No caso das ligações húmidas (Figura 3-9), admitiu-se que as condições de apoio referentes ao limite inferior, correspondem a um encastramento em todo o seu comprimento, pois este tipo de ligações apresenta um comportamento semelhante a monolítico [1]. Para isso, foi necessário considerar-se *line supports* com restrição de rotação de maneira a comportar-se como encastramento. É necessário notar que o tipo de amarração dos varões verticais escolhida correspondeu a uma amarração contínua, e que a amarração dos varões horizontais foi considerada perfeita, pois o programa *IDEA StatiCa*, apesar de ter outras opções de amarração (com comprimentos especificados de acordo com Eurocódigo 2 [4]) não tem nenhum *input* caso se queira manipular os mesmos, pelo que, ao considerar-se amarrações perfeitas, diminui-se a possibilidade de haver problemas nas mesmas, dado que este tópico não é objeto de estudo nesta dissertação. No caso de existirem aberturas, o tipo de amarração junto ao limite da abertura foi também considerada perfeita.

Para ELU com e sem a ação sísmica não foi necessário efetuar nenhuma alteração no modelo numérico, visto que se trata de uma ligação monolítica.

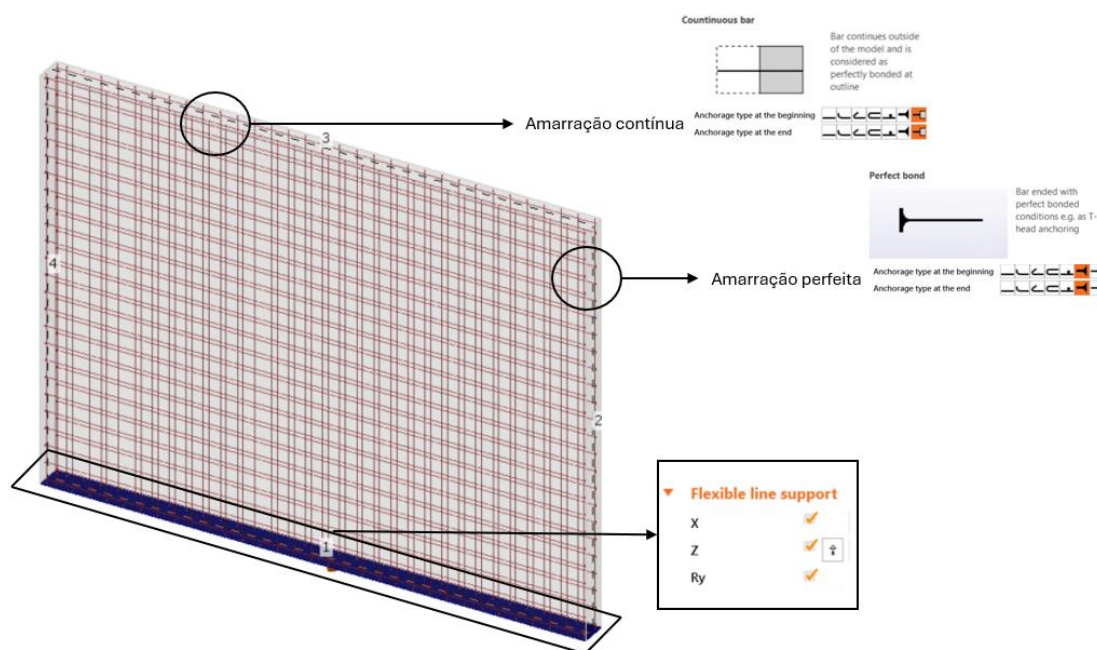


Figura 3-9 -Simulação numérica da ligação húmida em perspetiva 3D.

3.5.4 Modelação da ligação seca

A pormenorização da ligação seca (Figura 3-10) é mais complexa comparativamente à ligação húmida, sendo esta realizada através de um varão de reforço. Considerou-se que as ligações estão localizadas a 40 cm de cada extremidade vertical, resultando num total de quatro ligações pontuais (2 por extremidade). Inseriu-se nessa mesma zona uma chapa metálica com 25 cm de largura e três centímetros de espessura em aço de classe S275 e colocaram-se 4 varões de amarração com 12 mm de diâmetro e 400 mm de comprimento em cada chapa. Para simular a soldadura entre os varões de aço e a chapa, considerou-se que o tipo de amarração era perfeita. Para fazer a ligação entre os apoios superiores e os inferiores, adicionaram-se quatro varões de 12 mm de diâmetro em toda a altura da parede (com amarrações perfeitas) para ser possível transmitir a força de tração estimada em cerca de 150 kN (pelos investigadores do projeto) entre o topo e a base da parede. Por limitação do *IDEA StatiCa*, alguns varões de distribuição são coincidentes com os varões da ligação pelo que, num caso prático e real, o posicionamento desses varões da ligação teria de ser ajustado.

Relativamente às condições de fronteira da parede com ligações secas, na face/limite inferior foi considerada que a parede em toda a sua largura estaria simplesmente apoiada (devido ao contacto entre a parede e a fundação), à exceção da zona onde se encontram as ligações, sendo colocados apoios com uma chapa metálica com 25 cm de largura e três de espessura, com aço S275, tal como nas ligações superiores.

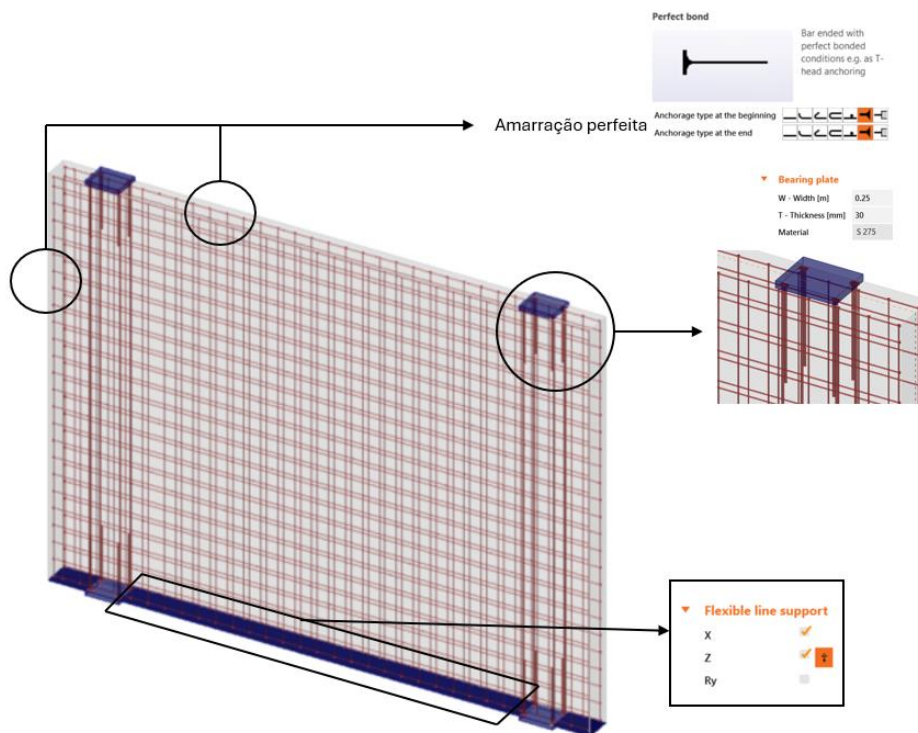


Figura 3-10 – Simulação numérica da ligação seca em perspetiva 3D.

No que diz respeito à ação sísmica, consideraram-se os apoios dispostos em toda a largura da parede (à exceção dos apoios com chapa metálica) como molas à compressão, pois no caso de existirem forças de tração estes apoios devem ser desprezados, por não haver ligação entre o elemento de betão e a base da parede (Figura 3-11).

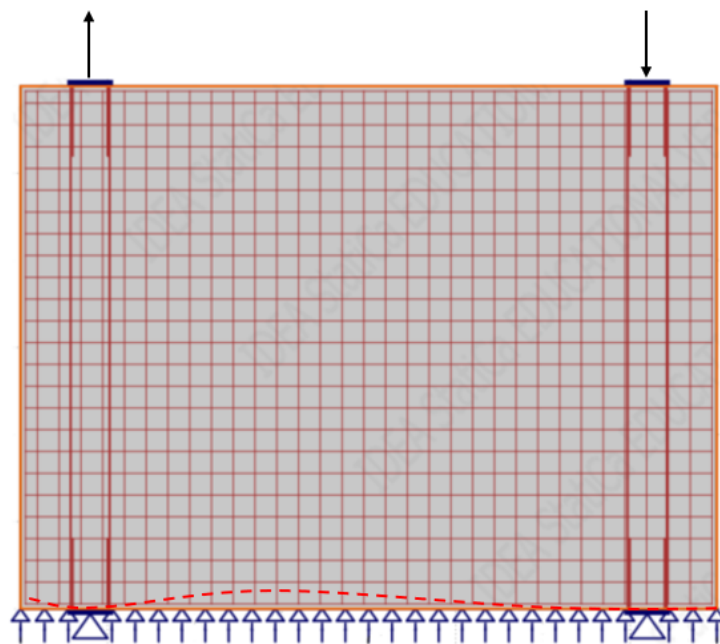


Figura 3-11 - Efeito do esforço de tração numa parede com molas à compressão.

Finalmente, importa referir que o *IDEA StatiCa* exige o contacto completo da chapa metálica com a superfície de betão, pelo que se torna impossível implementar uma abertura abaixo da chapa, que corresponde à ligação seca em desenvolvimento no projeto R2UTechnologies.

3.6 Estudo paramétrico

O estudo paramétrico foi composto por 4 estudos relativos ao efeito das seguintes variáveis: i) percentagem mecânica de armadura de distribuição; ii) abertura na parede; iii) carga vertical; e iv) malha de distribuição da parede. Importa referir que nos 4 estudos paramétricos é feita uma análise comparativa entre paredes prefabricadas com ligações secas e húmidas.

3.6.1 Estudo 1: variação da percentagem mecânica de armadura

Como é referido no subcapítulo 3.3, foi escolhido para a parede uma distribuição de armaduras com um afastamento de 125 mm, tanto na armadura disposta na horizontal como na vertical, de maneira a obter-se uma malha quadrada. Neste estudo pretendeu-se caracterizar o efeito da variação dos diâmetros dos varões da armadura de distribuição, resultando assim em diferentes percentagens mecânicas. Foram arbitrados quatro diâmetros de varões (entre $\phi 6$ e $\phi 12$). Entende-se que apesar dos varões $\phi 6 // 125$ mm respeitarem a armadura mínima não é comum a sua utilização em paredes autoportantes, pois durante o transporte e montagem em obra podem ser mais facilmente sujeitas a fendilhação. No entanto, por se tratar de um estudo analítico e por se tratar de paredes prefabricadas entende-se que existe um maior cuidado na execução, betonagem e transporte, pelo que se torna importante considerar esta percentagem de armadura.

Decidiu-se que, para generalizar o estudo, seria mais importante considerar percentagem mecânica ω como variável e não o diâmetro dos varões. Sendo assim, segundo a expressão 3.8, foi possível obter os valores da Tabela 3-3. Importa esclarecer que o cálculo da percentagem mecânica foi feito por metro, considerando que a parede tem na sua totalidade uma malha corrida com 125 mm de afastamento entre varões. A existência de aberturas não afetou esta variável, pois considerou-se uma malha corrida, as armaduras que coincidem com a localização da abertura foram recortadas ao longo do perímetro da abertura. Num caso real, seria necessário considerar o recobrimento relativo a cada face das aberturas, o que levaria a um ligeiro aumento da percentagem mecânica. Portanto, neste estudo os valores da percentagem mecânicas são um pouco inferiores aos que valores que seriam obtidos num caso real.

$$\omega = \frac{A_s}{A_c} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad 3.8$$

Tabela 3-3 - Valores da percentagem mecânica da armadura de distribuição.

Percentagem mecânica	
ϕ [mm]	ω
6	0,049
8	0,087
10	0,137
12	0,197

3.6.2 Estudo 2: variação da área de abertura na parede de betão armado

O estudo 2 teve como objetivo analisar o impacto das aberturas no comportamento e na capacidade resistente das paredes prefabricadas de betão armado. Foram consideradas neste estudo apenas aberturas centradas variando-se a áreas das aberturas entre 0% (sem abertura) e 50% da área da parede em estudo, tendo sido considerados incrementos de 5%, de maneira a obter-se uma base de resultados significativa, auxiliando assim a compreensão do efeito desta variável (Figura 3-12). É de notar que a geometria das aberturas efetuadas têm o mesmo rácio entre altura e comprimento que a parede, de maneira a não haver uma desproporção na parede como, por exemplo, bandas laterais muito espessas para bandas horizontais muito esbeltas.

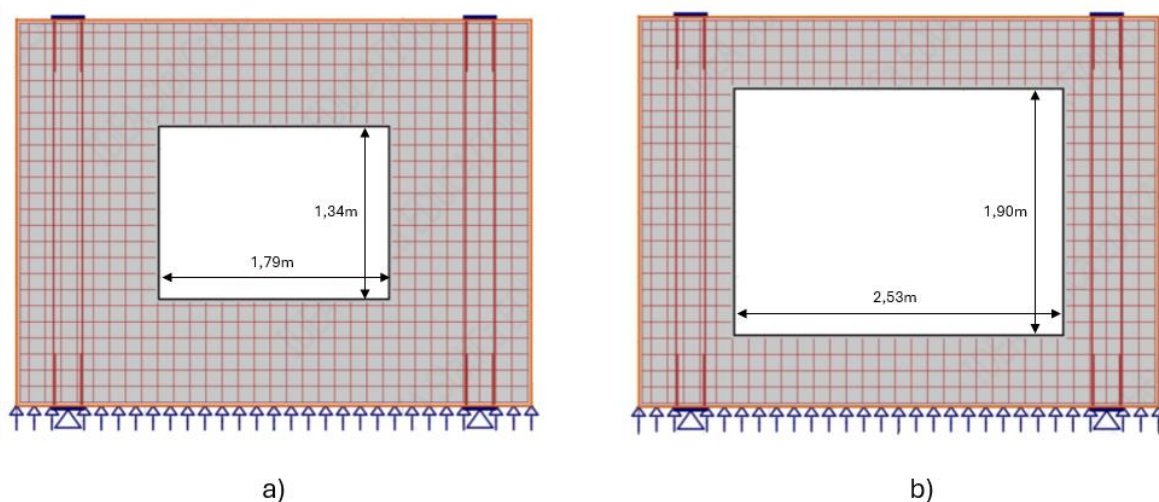


Figura 3-12 - Representação esquemática da variação da área de abertura (de a) 20% a b) 40% da área da parede).

3.6.3 Estudo 3: variação da carga vertical

Com as cargas consideradas para o edifício em estudo já foi possível ter uma ideia do impacto desses carregamentos na resposta e capacidade das paredes prefabricadas. No entanto, considerou-se relevante estudar o efeito da variação da carga vertical aplicada na parede de modo a identificar-se se as paredes estavam a ser ou não sobredimensionadas. Apesar do *input* das cargas no programa *IDEA StatiCa* ser em kilonewtons [kN], os resultados no capítulo 4 serão todos apresentados em termos de esforço normal reduzido, tal como na expressão 3.9, para ser mais fácil a generalização dos resultados (o significado das variáveis encontram-se no glossário). Foram feitos incrementos de carga de 250 kN ($\nu = 0,063$), no entanto, na análise sísmica foram feitos incrementos menores (50 kN; $\nu =$

0,013) e entre os valores 200 kN ($v = 0,050$) e 700 kN ($v = 0,175$), de maneira a conseguir-se uma base de resultados grande e com boa discretização.

$$v = \frac{N_{Ed}}{bh \cdot f_{cd}} \quad 3.9$$

3.6.4 Estudo 4: variação da malha de elementos finitos

O *IDEA StatiCa* não apresenta qualquer *input* relativo ao número e disposição dos elementos finitos que perfazem o modelo numérico. No entanto, existe a opção do utilizador indicar um fator entre 0,5 e 5 que tem como função aumentar ou diminuir o número de elementos finitos, respetivamente. Foi considerado um fator de 1 para o estudo, no entanto, houve a necessidade de considerar em alguns modelos numéricos um fator de 0,5 dada a sua complexidade, como será referido no capítulo 4. Note-se que, dada a limitação o *IDEA StatiCa* neste campo, o refinamento é feito de forma generalizada na malha de elementos finitos de toda a parede, não existindo a possibilidade de refinar localmente a malha.

3.6.5 Parâmetros de resposta estudados

Para o presente estudo paramétrico foram considerados parâmetros de resposta essenciais para permitir caracterizar o comportamento deste tipo de elementos estruturais e o efeito das variáveis descritas anteriormente no seu comportamento. A análise numérica do *IDEA StatiCa* resulta numa quantidade significativa de dados, tendo-se selecionado para este estudo a análise dos seguintes parâmetros (Figura 3-13): i) a tensão no betão; ii) e no aço; e iii) a largura de fendas.

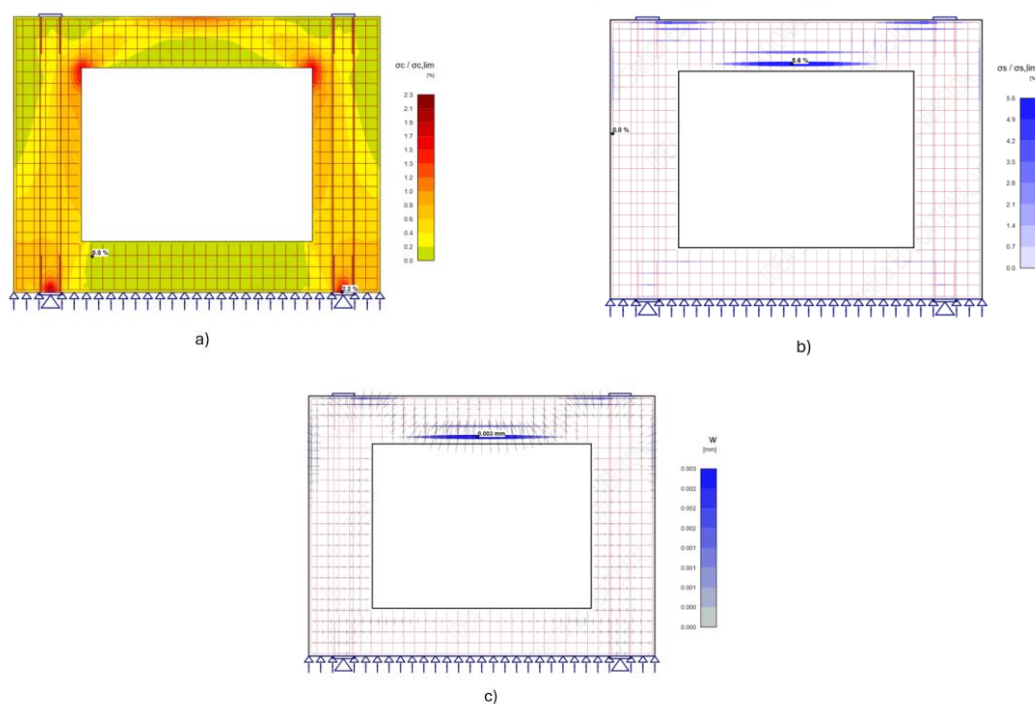


Figura 3-13 – *Output* dos parâmetros em análise a) tensão do betão b) no aço c) largura de fendas.

Todos estes resultados são calculados automaticamente pelo programa em forma de percentagem, fazendo o rácio entre as tensões atuantes e as tensões resistentes dos materiais (i.e., betão e aço); e a largura de fenda para um determinado carregamento com a largura máxima definida (expressos anteriormente), respetivamente. Note-se que era possível obter os valores exatos relativos às tensões e à largura de fendas em qualquer ponto da parede, no entanto, o programa fornece numa primeira iteração os rácios referidos sob forma de percentagem.

Também foram calculados os valores relativos ao esforço normal reduzido máximo para o ELU (com e sem ação sísmica) e para o ELS e o esforço normal reduzido mínimo (somente relativo à ação sísmica). Note-se que estes são deduzidos quando um dos parâmetros anteriormente explicados atinge 100%. Neste estudo considerou-se que as paredes com aberturas que resistissem menos que 40% da sua capacidade original, sem aberturas (em ELU), seriam desprezadas para o cálculo estrutural global do edifício. As cargas máximas admissíveis foram arredondadas à unidade [kN].

Tal como referido no subcapítulo 3.6.2, foram realizados incrementos de rácios entre áreas de aberturas e área total de parede de 5%, porém é relevante mencionar que a evolução i) do estado de tensão do betão, ii) do aço e iii) a largura de fendas com o incremento do carregamento vertical foi analisada somente para as taxas de abertura de 0%, 10%, 20%, 30%, 40% e 50%.

É igualmente importante referir que a otimização topológica não foi utilizada como critério de dimensionamento, uma vez que nos modelos analisados foram definidos com uma armadura corrida, distribuída uniformemente, pelo que só se tirou partido desta função para observar os caminhos de carga de compressão e tração.

Por fim, importa referir que utilizou-se a versão 23.1 do *IDEA StatiCa Detail* (educacional).

(página intencionalmente deixada em branco)

4. Apresentação e discussão de resultados

4.1 Introdução

No presente capítulo começa-se por apresentar os resultados relativos ao caso estudado com o carregamento base estipulado no capítulo anterior, com o objetivo de caracterizar-se o comportamento da parede tanto a nível de tensões no betão e no aço assim como na fendilhação, tendo-se considerado um aumento gradual da taxa de abertura e sendo este resultado comparado utilizando um tipo de ligação seca ou húmida.

De seguida, é feita uma análise na qual se discute o comportamento do betão e do aço com o incremento de carga vertical, começando apenas com o peso próprio (carga vertical aproximadamente nula), até à carga de colapso, nas diferentes taxas de abertura. É apresentada também a capacidade de carga máxima para as diferentes combinações consoante o tipo de ligação, a quantidade de armadura e a geometria da abertura.

Por fim, fez-se uma discussão sobre a influência da malha de elementos finitos a ser utilizada nos modelos, nomeadamente nas ligações secas, uma vez que os resultados usando uma malha mais grosseira não foram os expectáveis.

4.2 Resultados relativos ao carregamento base

O principal objetivo da utilização deste caso para a presente dissertação foi o de facilitar a compreensão, através de um caso prático, de como as aberturas podem influenciar o comportamento estrutural de uma parede prefabricada. Como foi descrito anteriormente, foram consideradas três variáveis para análise do comportamento da parede em estudo: a área da abertura centrada, a percentagem mecânica de armaduras utilizada e o tipo de ligação usada (seca ou húmida). Realça-se também que a análise para as três combinações de ações foi feita até uma percentagem de aberturas de 50%. Contudo, nota-se que, em certas percentagens mecânicas, as curvas não alcançam essa taxa, pois atingem a rutura em aberturas menores.

4.2.1 Estado limite último sem ação sísmica

Da Figura 4-1 à Figura 4-2, é possível observar o efeito da percentagem mecânica de armaduras na tensão do betão e do aço para a situação da combinação ELU sem ações sísmicas:

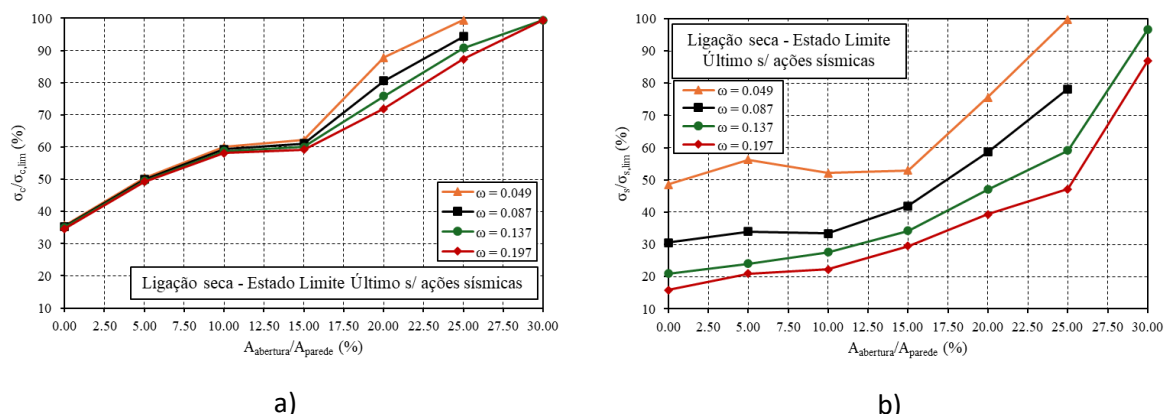


Figura 4-1 - Efeito da variação da percentagem mecânica de armadura (parede com ligação seca): a) tensões no betão; b) tensões nas armaduras.

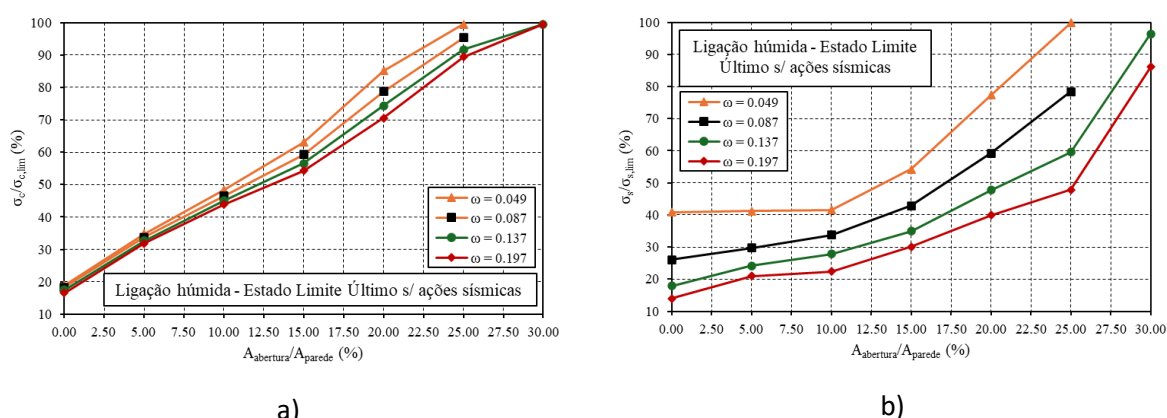


Figura 4-2 - Efeito da variação da percentagem mecânica de armadura (parede com ligação húmida): a) tensões no betão; b) tensões nas armaduras.

Apesar das tensões apresentarem diferenças consideráveis consoante a utilização dos diferentes tipos de ligação, pelos resultados apresentados na Figura 4-1 e na Figura 4-2 consegue-se observar que para percentagens mecânicas até 0,087 (inclusive), só é possível a existência de uma abertura com uma dimensão até 25% da área da parede. Uma vez que para percentagens superiores de abertura são atingidos os limites das tensões resistentes do betão e do aço. Este facto, fica evidente para as paredes com ligações secas e ligações húmidas, pois apesar dos resultados serem diferentes, não altera esta limitação.

Relativamente às tensões atuantes no betão, devido à existência de aberturas, as tensões concentram-se como era esperado nos cantos superiores das aberturas, pontos críticos e acabam por apresentar valores pontualmente elevados, conforme se pode observar na Figura 4-5. Entende-se que este fenómeno poderia ser reduzido através da consideração de aberturas com cantos arredondados ou colocando armaduras de reforço nestas zonas (Figura 4-3).

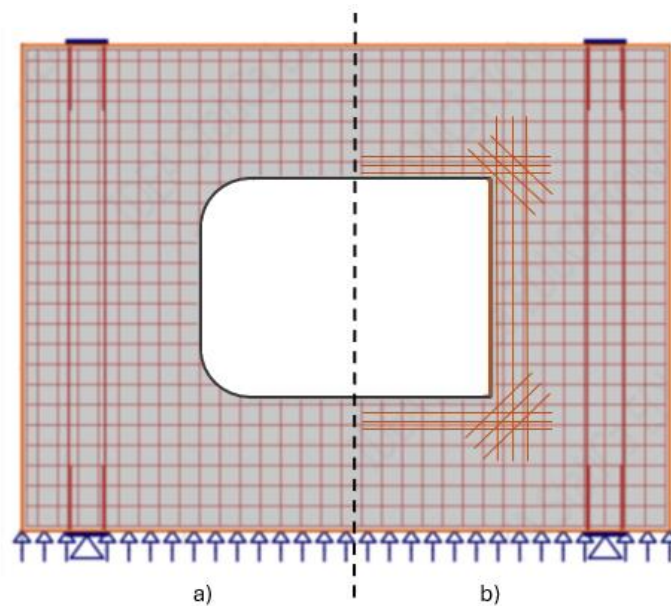


Figura 4-3 - Alternativas para a redução de tensões atuantes no betão devido a a) arredondamento dos cantos; b) armadura de reforço localizada.

Observou-se igualmente uma tendência de aumento das tensões à medida que a área da abertura vai amentando, levando a que os cantos da abertura ficassem mais próximos da carga atuante, o que fez com que essa concentração de tensões fosse maior. Observou-se que, para valores mais baixos da taxa de abertura até 20% exclusiva (Figura 4-4), as paredes com ligações secas apresentaram tensões no betão superiores às tensões observadas nas paredes com ligações húmidas. Esta observação pode ser justificada pelo facto do *IDEA StatiCa* considerar que na superfície onde se encontram localizados os apoios com a chapa metálica (altamente rígida comparativamente com a restante superfície apoiada) existe uma maior concentração de tensões nessa zona.

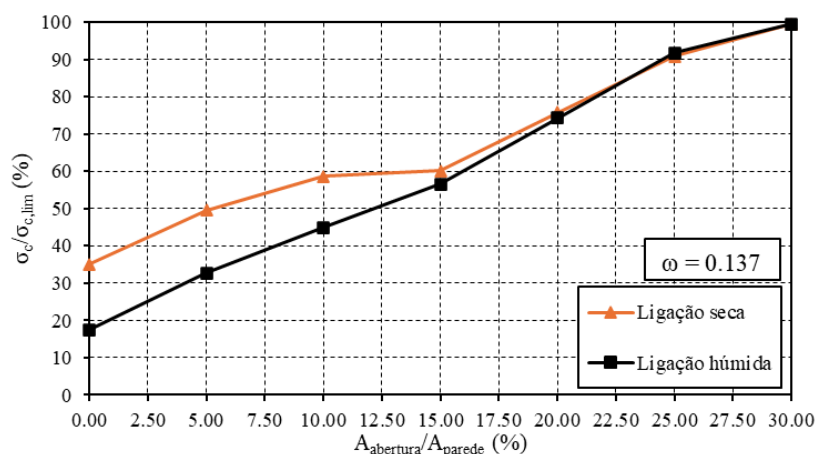


Figura 4-4 - Comparação direta entre tipos de ligação no efeito da variação nas tensões no betão.

No que diz respeito às armaduras, foi possível observar que, mesmo sem aberturas, existiram esforços de tração que proporcionaram tensões consideráveis nos varões. Isto deveu-se ao facto do *IDEA StatiCa* ter por base a otimização topológica assim como a análise linear a qual fornece ao utilizador o encaminhamento de tensões mais económico possível. Por este motivo, é possível verificar que, para paredes sem aberturas, as tensões mais elevadas nas armaduras localizaram-se nos cantos

e que, à medida que a taxa de abertura foi aumentando, as mesmas passaram a ficar situadas na aresta superior da abertura pois, tal como no método das escoras e tirantes, à medida que a abertura foi aumentando, a inclinação no caminho das cargas foi sendo progressivamente menor, pelo que conduziu a um aumento do esforço do tirante. Note-se que para taxas de abertura iguais a 5%, a tensão atuante máxima ocorreu em zonas distintas da parede, tendo-se verificado que esta era dependente da percentagem mecânica utilizada. Em paredes com $\omega = 0,049$ a rotura (ponto crítico) ocorreu nos cantos das mesmas e para as restantes percentagens mecânicas ocorreu no tirante acima da abertura. Por este motivo, é possível observar na Figura 4-2b um patamar horizontal na reta $\omega = 0,049$, enquanto as restantes percentagens mecânicas têm um aumento das tensões com a progressão da área de abertura.

É igualmente importante referir que, como é observado nas figuras anteriores, alguns valores das tensões no betão e nas armaduras observados para paredes com ligações secas e com áreas de abertura até 10% (inclusive) não corresponderam ao esperado pois, ao usar-se uma malha de elementos finitos mais grosseira (i.e., com o multiplicador da malha de elementos finitos correspondente a 1,00), os resultados poderão ter ficado afetados, pelo que para haver uma maior precisão nos resultados, deveria ter sido considerada uma malha de elementos finitos mais fina (e.g., com o fator multiplicador igual a 0,50, sendo este o mínimo valor possível). Percebeu-se ainda que a influência da percentagem mecânica utilizada não é tão expressiva na distribuição das tensões no betão como nas armaduras, independentemente do tipo de ligação utilizada.

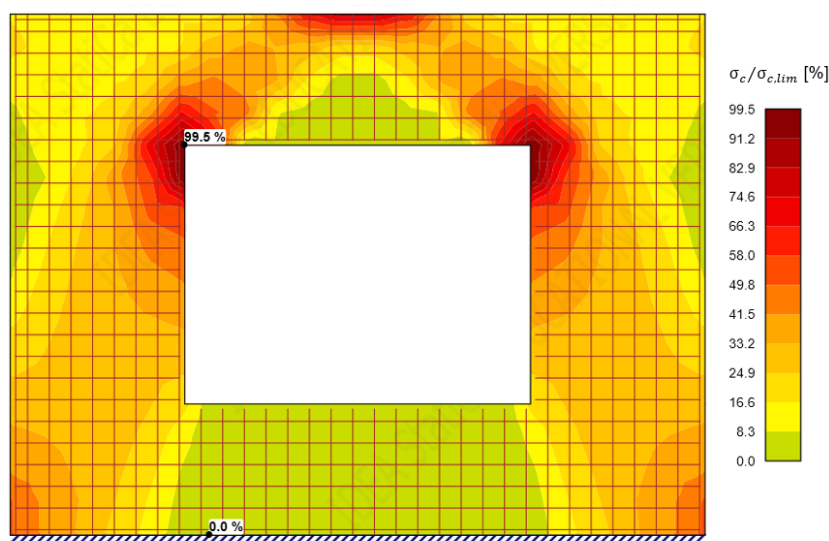


Figura 4-5 - Diagrama de tensões no betão com uma abertura de 15% (ELU - ligação húmida).

4.2.2 Estado limite último com ação sísmica

Relativamente à situação correspondente aos ELU com ações sísmicas, foi feito o estudo da evolução das tensões no betão e nas armaduras tendo em conta a percentagem mecânica de armadura distribuída e a evolução da percentagem de aberturas, como se pode observar pela Figura 4-6 e Figura 4-7:

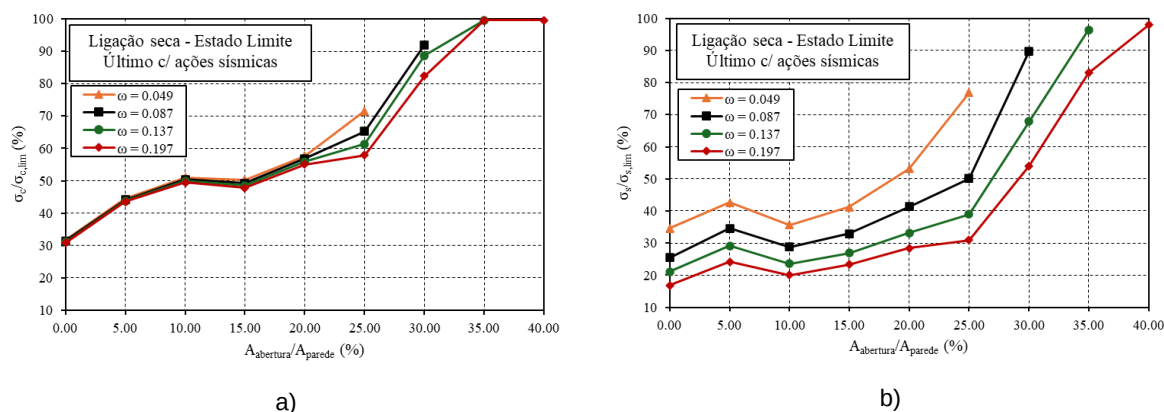


Figura 4-6 – Tensões a) no betão; b) nas armaduras (ELU c/ ações sísmicas - ligação seca).

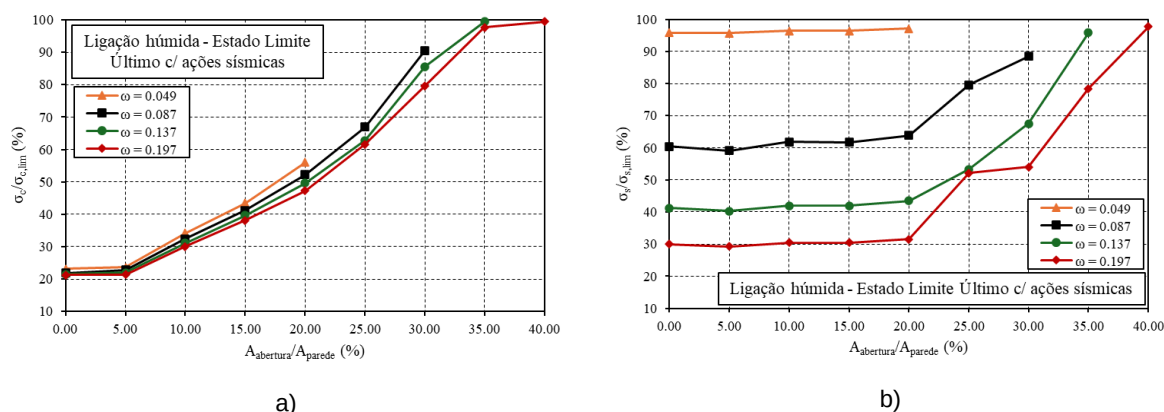


Figura 4-7 – Tensões a) no betão; b) nas armaduras (ELU c/ ações sísmicas - ligação húmida).

No que diz respeito à distribuição das tensões no betão, tal como observado na combinação ELU, verificou-se um acréscimo das mesmas à medida que a percentagem de abertura foi aumentando, resultante na acumulação de tensões nos cantos das aberturas. Sendo que, para percentagens de abertura superiores a 25% (inclusive), não existiu uma diferença significativa nos valores apresentados entre paredes com diferentes tipos de ligação, à exceção de paredes com $\omega = 0,049$, pois utilizando ligações secas conseguiu-se abrir a parede até 25%, ao passo que, com as húmidas não. Note-se que, inicialmente as tensões foram maiores quando se utilizaram ligações secas pois, segundo o *IDEA StatiCa*, os apoios com chapa metálica fizeram com que a sua superfície de contacto com a parede fosse rígida comparativamente com a restante superfície que se encontrava apoiada, o que originou uma concentração de tensões.

Relativamente às tensões nas armaduras, a evolução das tensões com a percentagem de aberturas foi substancialmente distinta e dependente do tipo de ligação usado. Estas diferenças foram

mais notórias em percentagens de abertura inferiores a 25% (inclusive) uma vez que a pormenorização das ligações secas tiveram em conta a transmissão do esforço de tração devido à ação sísmica (150 kN), sendo então implementados quatro varões de 12 mm (como descrito no subcapítulo 3.5.4). Deste modo, as paredes na região das ligações secas apresentaram tensões mais elevadas no canto da parede (Figura 4-8a), tal como observado no ELU ao passo que as paredes com ligações húmidas demonstram tensões mais elevadas nos varões verticais, alinhados com o esforço de tração (Figura 4-8b). Isto sucede-se porque, nas ligações húmidas, a resistência do esforço de tração foi dependente da armadura de distribuição, originando uma diferença notória entre paredes com percentagens mecânicas diferentes (cerca de 65% entre $\omega = 0,049$ e $\omega = 0,197$).

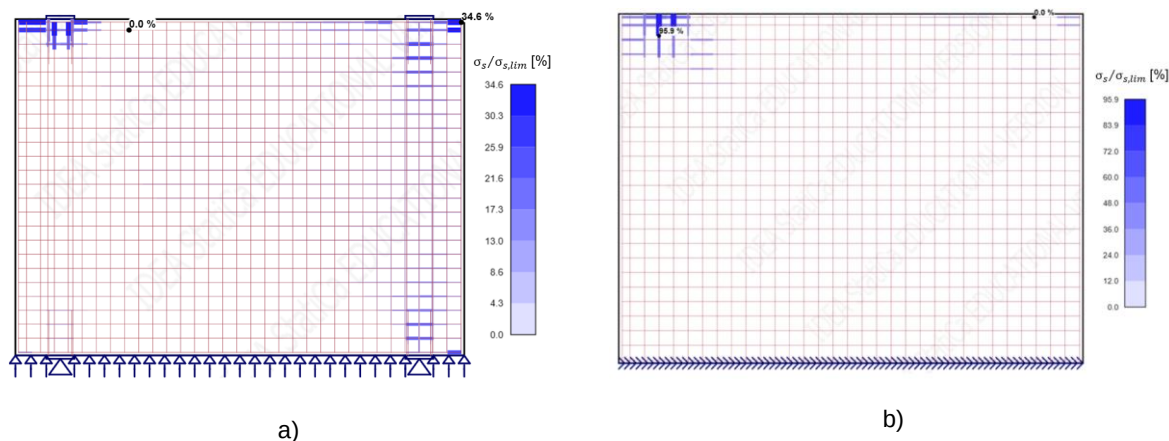


Figura 4-8 - Diagrama de tensões nas armaduras com uma abertura de 0% e $\omega = 0,049$ com a) ligação secas; b) ligação húmida (Comb. sísmica).

No entanto, para percentagens de abertura superiores a 30%, as tensões instaladas nas armaduras equiparam-se nos dois tipos de ligação utilizados, pois as dimensões das aberturas provocaram um grande esforço de tração na região superior à abertura, conforme ilustrado na Figura 4-9, onde a distribuição das armaduras nessa área é independente da ligação utilizada (Figura 4-10).

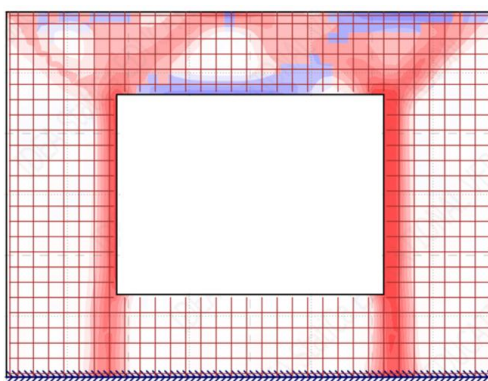


Figura 4-9 - Otimização topológica para o ELU com ações sísmicas com uma taxa de abertura de 30%.

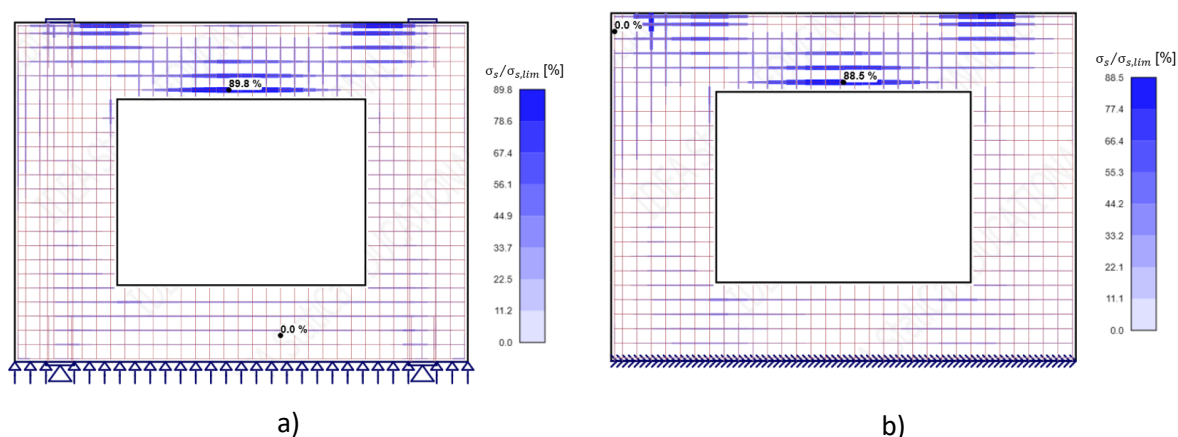


Figura 4-10 - Diagrama das tensões nas armaduras numa parede com uma abertura de 30% e $\omega = 0,087$ com a) ligação seca; b) ligação húmida (Comb. sísmica).

Note-se que, tal como na análise ao ELU sem ação sísmica, existem resultados que não foram expectáveis, principalmente nas paredes com percentagens de aberturas baixas (eg., valores de tensão nas armaduras são maiores em aberturas de 5% do que em aberturas de 10%) nas quais o uso de uma malha de elementos finitos mais refinada poderia ter melhorado os resultados numéricos.

4.2.3 Estado limite de serviço

Relativamente ao ELS, na Figura 4-11 é possível observar a evolução da largura de fendas consoante a percentagem mecânica utilizada e a progressão da área de abertura:

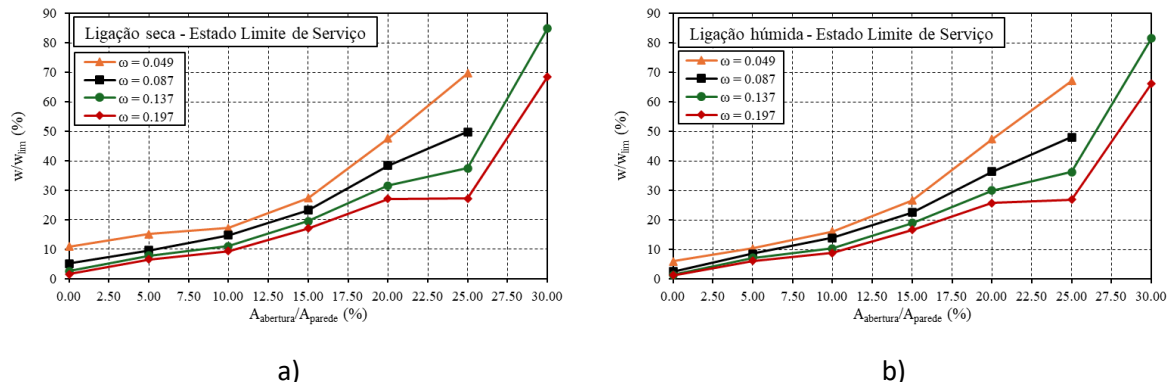


Figura 4-11 - Efeito da variação da percentagem mecânica de armadura na largura de fendas em parede com a) ligação seca; b) ligação húmida

Como é possível observar, com percentagens de abertura baixas (até cerca de 10% exclusive), o comportamento da evolução da largura das fendas nas paredes com ligações secas foi distinto do que apresentou a parede com ligações húmidas com uma taxa mecânica de armadura de 0,049, com uma diferença máxima de 5% (Figura 4-12).

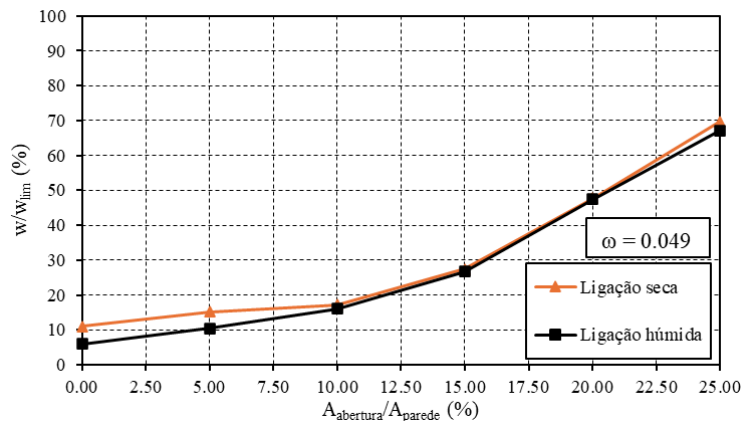


Figura 4-12 - Comparação direta entre tipos de ligação no efeito da variação da largura de fendas.

Isto deveu-se ao fato de que, tal como nos resultados obtidos relativos às tensões atuantes nas armaduras, a zona mais afetada inicialmente foi o canto da parede, onde o tipo de amarração dos varões acabou por ter uma grande influência nos resultados (Figura 4-13). Na parede com ligação húmida, os varões presentes nas paredes têm continuidade para a parede superior, pelo que, fez com que existisse um maior controlo da fendilhação comparativamente com o cenário em que se tem apenas um varão de ligação junto à extremidade. A partir de percentagens de abertura iguais a 10%, os esforços no tirante superior à abertura foram sendo progressivamente maiores, o que conduziu a fendas maiores. Nestes casos, o tipo de amarração foi igual, independentemente do tipo de ligação da parede, o que proporcionou a uma evolução semelhante.

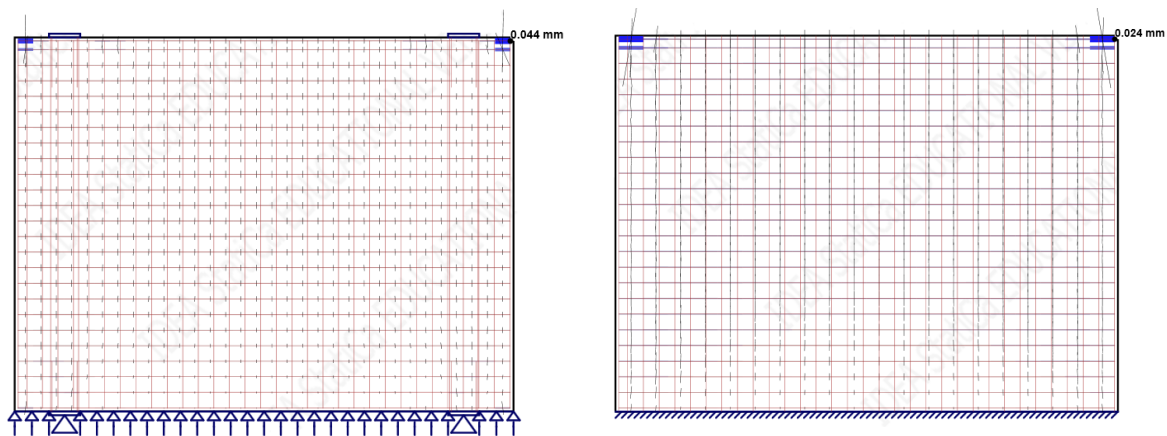


Figura 4-13 - Largura de fenda com uma abertura a 0% com a) ligação seca; b) ligação húmida.

4.3 Resultados relativos ao incremento de carga

Para a avaliação das tensões em ELU e da largura das fendas em ELS, foi feita uma análise incremental com iterações de carga vertical com o valor de 250 kN ($\nu = 0,063$) considerando também o peso próprio da parede, em paredes com um coeficiente de malha de elementos finitos igual a 1,00. Para cada percentagem de abertura foi também verificado qual a carga máxima resistente da parede de maneira a ser satisfeita a verificação em relação aos ELU e ELS. Desta forma, foi possível complementar a análise de forma a compreender a possibilidade de um sobredimensionamento da parede.

4.3.1 Estado limite último sem ação sísmica

Na Figura 4-14 observa-se a evolução das tensões no betão em função do esforço axial reduzido, para paredes com diferentes taxas de armadura, áreas de abertura e tipo de ligação:

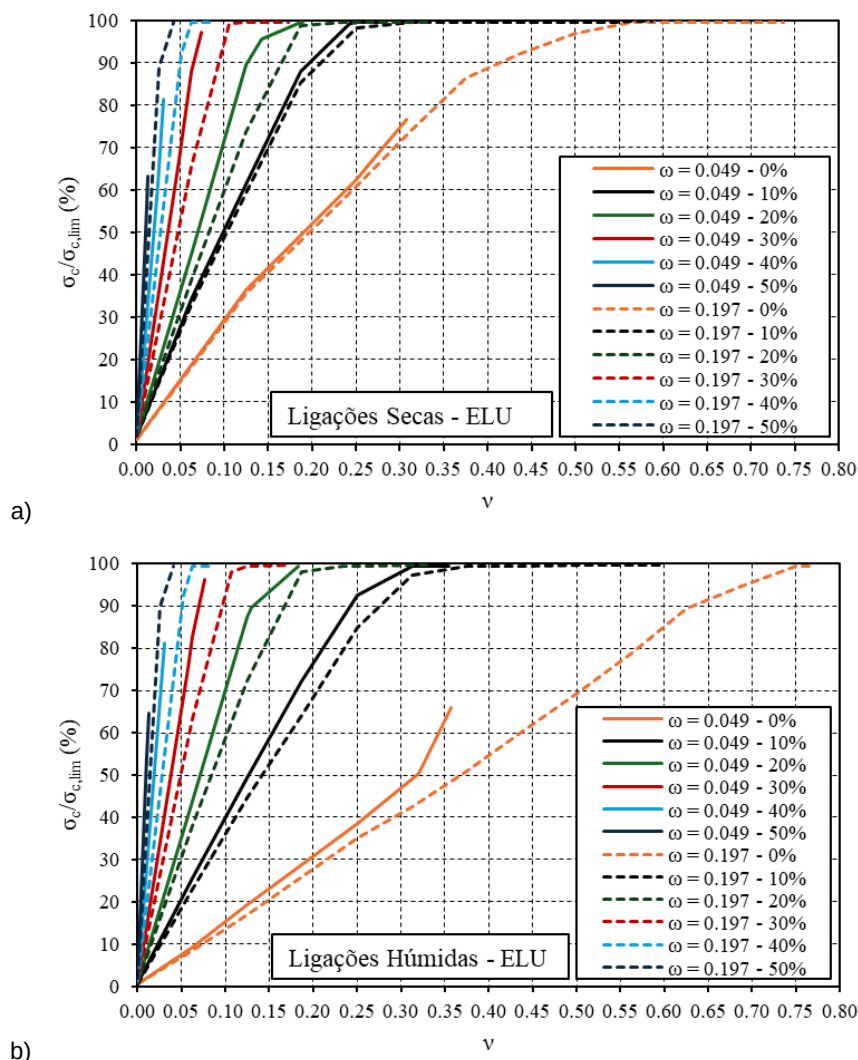


Figura 4-14 - Evolução das tensões no betão com esforço axial reduzido com a) ligação seca; b) ligação húmida (ELU s/ ações sísmicas).

Através da análise da Figura 4-14 observou-se uma diferença significativa das tensões no betão devido ao tipo de ligação utilizada, principalmente em paredes com percentagem de abertura inferiores a 20%, uma vez que, tal como referido anteriormente nas zonas onde estão localizadas as ligações secas, devido à superfície de contacto entre a chapa e a parede ser mais rígida do que a restante superfície, proporcionou uma maior concentração de tensões ao redor da ligação, como ilustrado na Figura 4-15. Este facto conduziu a valores de tensão no betão mais elevados ao contrário do que foi observado nas paredes com ligações húmidas (i.e., visível através do maior declive das retas). Tome-se como exemplo, o cenário de paredes com uma percentagem de abertura de 10% e com uma percentagem mecânica de 0,049, no qual se atingiu o valor de tensão instalada no betão máximo para um esforço normal reduzido de 0,28 com ligações secas, ao passo que com ligações húmidas, só

chegou à sua capacidade máxima com um esforço normal reduzido igual a 0,36. Para incrementos de percentagem de aberturas superiores a 20%, as tensões no betão aparentaram ser mais independentes do tipo de ligação, devido ao facto dos cantos das aberturas se tornarem a zona mais condicionante. Para paredes com 20% de área aberta e com uma mesma percentagem mecânica de armadura, a capacidade máxima do betão foi atingida com um esforço normal reduzido aproximadamente igual a 0,18 em ambas as ligações usadas, sendo esta tensão máxima atuante localizada nos cantos das aberturas. A Figura 4-16 demonstra uma comparação direta entre tipos de ligação na evolução do estado de tensão no betão para paredes com 10% e 20% com uma percentagem mecânica de 0,049. Importa destacar que os resultados obtidos provenientes de percentagens mecânicas com o valor de 0,087 e 0,137 encontram-se entre os mencionados acima (0,049 e 0,197).

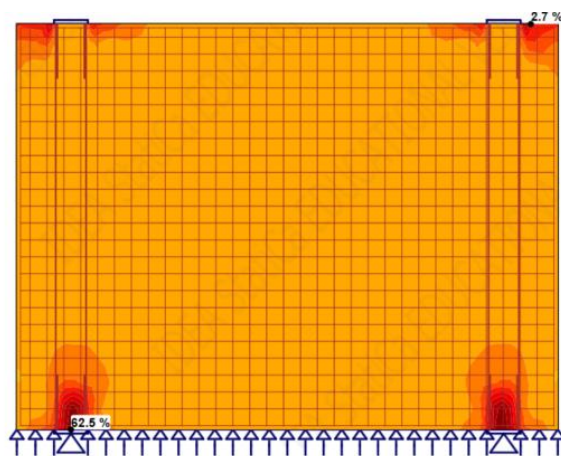


Figura 4-15 – Diagrama de tensões no betão ($\omega = 0,049$, com carga vertical de 1000 kN e implementação de ligações secas).

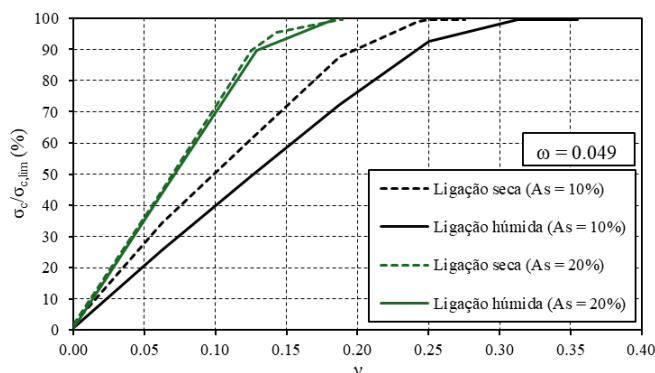


Figura 4-16 - Comparação direta entre tipos de ligação na evolução do estado de tensão no betão.

Em relação às tensões nas armaduras, a Figura 4-17 demonstra que as tensões não apresentaram diferenças significativas com o tipo de ligação. No entanto, observou-se que a quantidade de armadura de distribuição teve um grande impacto, principalmente em paredes com percentagens de abertura até 30% (exclusive), tornando-se cada vez mais irrelevante com o aumento da abertura. Observou-se o aumento do declive das respostas, diminuindo o intervalo entre as respostas referentes a $\omega = 0,049$ e $\omega = 0,197$. Verificou-se que esta pequena diferença entre valores de percentagem mecânica deve-se ao facto da parede começar a comportar-se como um pórtico, fazendo com que a

armadura utilizada para o dimensionamento da mesma não fosse adequada para o elemento horizontal superior (i.e., elemento mais condicionante para os varões de aço). Note-se que, para paredes com 10% de área aberta com ligações secas, a tensão limite nas armaduras foi atingida com um esforço axial reduzido de 0,28 e 0,59, para percentagens mecânicas de 0,049 e 0,197, respetivamente, resultando numa diferença de 0,31. No caso das paredes com 40% de taxa de abertura, o valor do esforço normal reduzido que levou à falha das armaduras foi de 0,03 e 0,08 para as mesmas percentagens mecânicas, resultando numa diferença de 0,05 (uma redução de 89% e 86% para os valores relativos a paredes de 10% de abertura, respetivamente). Ao observar as paredes com ligações húmidas para as mesmas taxas de aberturas (10% e 40%), note-se que os pares de valores do esforço normal reduzido que levaram à rotura dos varões para percentagens mecânicas de 0,049 e 0,197 foram {0,36; 0,60} e {0,03; 0,08}, respetivamente, mostrando uma semelhança de comportamento em ambos os tipos de ligações.

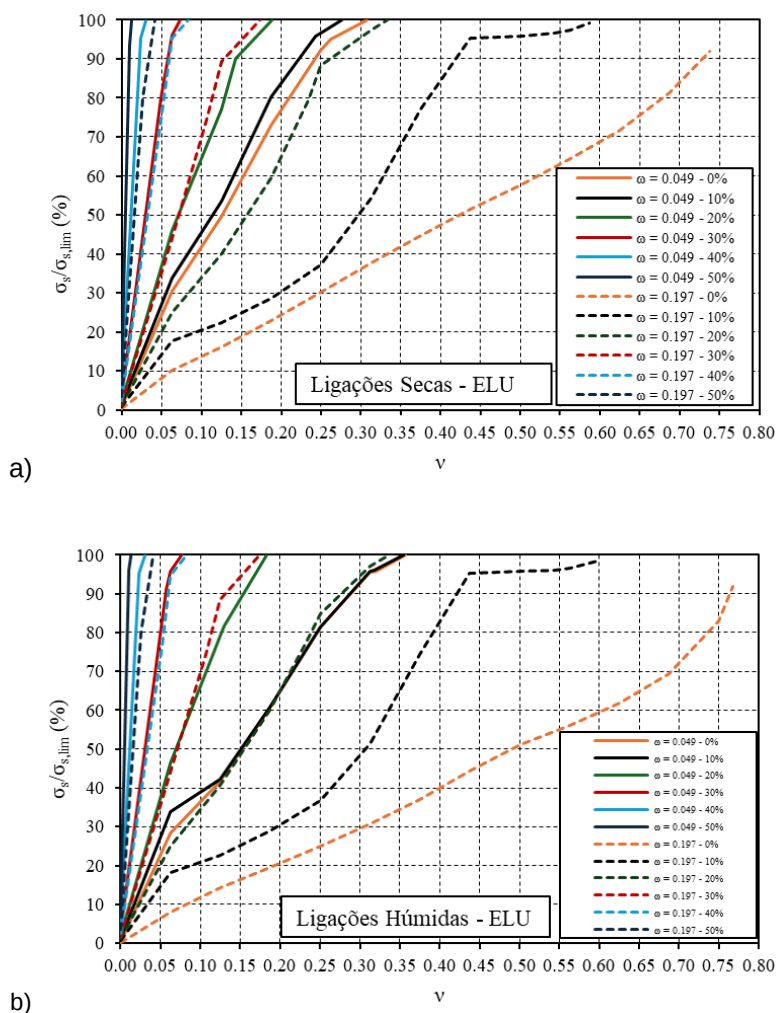


Figura 4-17 - Evolução das tensões nas armaduras com o esforço axial reduzido com a) ligação seca; b) ligação húmida (ELU s/ ações sísmicas).

Na Figura 4-18 é possível observar o esforço normal reduzido máximo para as várias percentagens mecânicas consideradas em função da percentagem de aberturas segundo a combinação para ELU sem ação sísmica:

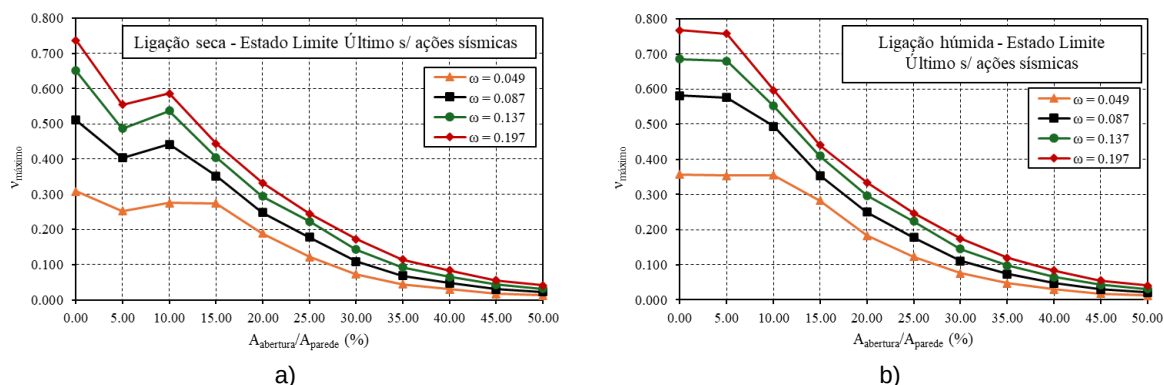


Figura 4-18 - Esforço normal reduzido máximo com a) ligações secas; b) ligações húmidas (ELU s/ ações sísmicas).

Através destes resultados consegue-se observar que para as ligações secas, nomeadamente para uma percentagem de abertura de 10%, os valores relativos à capacidade máxima da parede não são coerentes, devido à capacidade resistente ter aumentado comparativamente com uma de abertura de 5%, pelo que houve a necessidade de refinar a malha de elementos finitos de forma a capturar resultados mais precisos e coerentes com a evolução da resposta observada para as restantes percentagens de aberturas. Esse estudo relativo ao impacto da malha de elementos finitos está descrito com mais detalhe no subcapítulo 4.4.

No entanto, para percentagens de abertura mais elevadas, conseguiu-se fazer uma análise comparativa entre tipos de ligação e valores de percentagem mecânica de armadura de distribuição aplicados. De acordo com a Figura 4-18 observou-se que, para percentagens de abertura superiores a 10%, a resistência da parede tornou-se independente do tipo de ligação, havendo uma diferença de valores relativos ao esforço normal reduzido inferior a 5%, uma vez que, devido à geometria da abertura, os esforços de tração imediatamente acima da abertura são elevados, o que conduziu à rotura dos armaduras de distribuição que se encontravam nessa área. Por outro lado, também foi possível observar que a percentagem mecânica utilizada deixou de ter grande impacto para a percentagem acima de 35%, para a qual a diferença entre as malhas com a $\omega = 0,049$ e $\omega = 0,197$ resulta num esforço normal reduzido de 0,07.

Relativamente ao comportamento da parede, é possível afirmar que, ao incrementar a percentagem de abertura, a parede comportou-se cada vez mais como um pórtico, ou seja, com uma viga com um vão equivalente à largura da abertura e com duas colunas isoladas, sendo que a banda horizontal abaixo da parede apresentou valores quase nulos relativos à tensão no betão e das armaduras. Na Figura 4-19 é apresentado, através da otimização topológica, os esforços de tração e compressão (conforme a carga vertical máxima de cada parede), onde se consegue observar essa transição entre parede a pórtico:

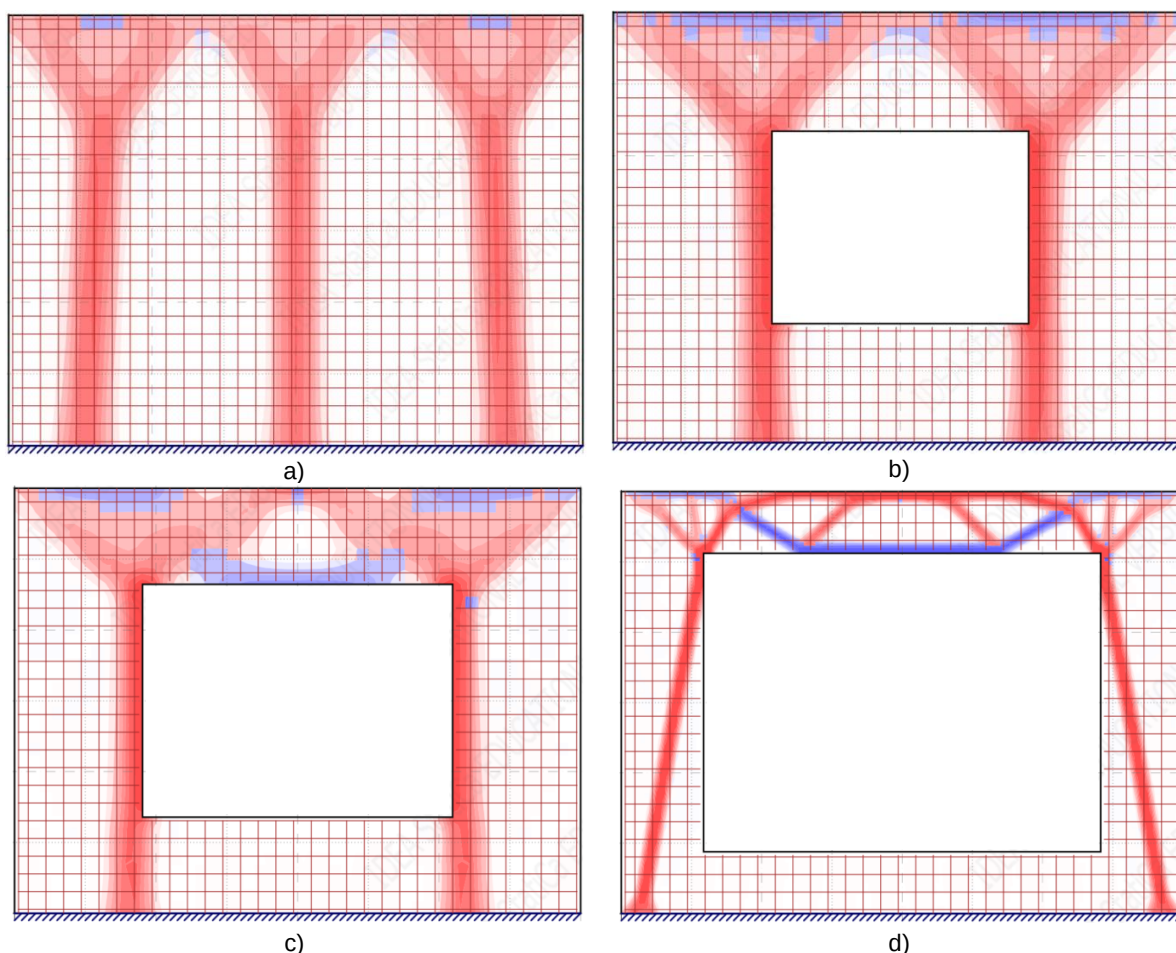


Figura 4-19 - Otimização topológica com uma percentagem de abertura de a) 0%; b) 20%; c) 30%; d) 50% (ELU).

Complementando as figuras acima com os gráficos anteriores é perceptível o comportamento não linear descrito pelas curvas para proporções de abertura maiores, uma vez que o vão da banda superior (elemento horizontal), vai aumentando e originando maiores momentos atuantes, e como a altura da secção vai diminuindo, vai havendo uma diminuição do braço entre o esforço de compressão e tração, resultando em esforços de tração maiores.

4.3.2 Estado limite último com ação sísmica

A análise das tensões atuantes no betão e no aço para a combinação ELU com ações sísmicas realizou-se da mesma forma como anteriormente referido, no entanto, de maneira a obter gráficos mais detalhados, foram consideradas iterações de cargas verticais com o valor de 50 kN ($\nu = 0,013$), compreendendo um intervalo de esforço normal reduzido entre 0,050 e 0,175.

Através da Figura 4-20 observa-se facilmente o impacto do tipo de ligação usada, visto que, com ligações húmidas, a parede apresentou uma limitação a uma carga vertical mínima, devido à capacidade máxima da armadura de distribuição vertical sujeita a esforços de tração relativos ao binário provocado pela carga sísmica. Observou-se que para aberturas até 20% (exclusive), a tensão atuante no betão foi mais elevada para menores valores de esforço normal reduzido com o uso de ligações secas pois, tal como observado no ELU, existiu uma maior concentração de tensões na zona dos apoios devido à superfície de contacto ser mais rígida. Note-se que, para uma parede com 10% de área aberta,

a capacidade máxima do betão é atingida para $v = 0,25$ com ligações secas (independentemente da percentagem mecânica) ao passo que, para ligações húmidas, o valor do esforço normal reduzido é 0,36 e 0,60 para percentagens mecânicas de 0,049 e 0,137, respetivamente.

Os resultados indicaram também que, para paredes com percentagens de abertura superiores, o rácio entre as tensões atuantes e resistentes do betão começaram a ficar semelhantes independentemente da ligação escolhida, uma vez que se passaram a concentrar mais nos cantos das aberturas. É igualmente importante referir que se optasse por arredondar os cantos ou adotar uma armadura de contorno, seria possível observar uma redução do declive das respostas.

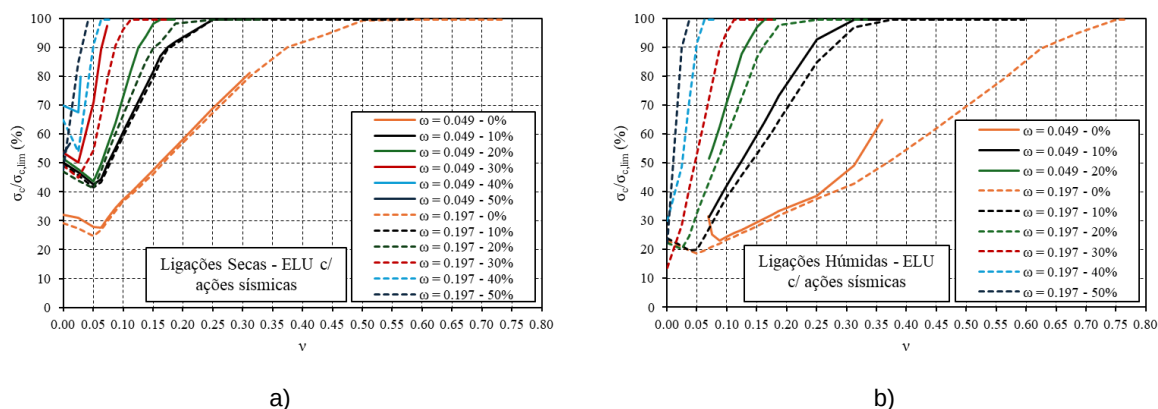


Figura 4-20 - Evolução das tensões no betão com o esforço axial reduzido com a) ligações secas; b) ligações húmidas (ELU com ações sísmicas).

A Figura 4-21 demonstra a evolução das tensões nas armaduras da parede com a combinação ELU com ações sísmicas, onde no caso das ligações húmidas, se observou que a carga vertical mínima correspondeu a um resultado no qual o rácio entre tensões atuantes e resistentes é igual a 100%, correspondendo ao esforço de tração máximo (proveniente do binário resultante da carga sísmica) que a armadura vertical distribuída conseguiu resistir. Foi possível reparar também que as tensões atuantes nas armaduras vão diminuindo com o aumento da carga vertical, uma vez que proporcionaram um menor esforço de tração instalado, sendo este valor mínimo até um esforço normal reduzido aproximadamente igual a 0,10 e 0,12 com ligações secas e húmidas, respetivamente. O aumento das tensões diz respeito ao grande esforço de tração instalado nos cantos da parede (como observado no ELU sem ações sísmicas) para paredes com aberturas menores, ou então na tração localizada no tirante horizontal acima da abertura, ocorrendo esta quando as áreas de abertura são maiores, pois a parede começou a comportar-se como um pórtico. Para carregamentos próximos da carga limite, o comportamento não difere muito com o tipo de ligação. Importa realçar que, para ligações húmidas, não se obtiveram valores relativos a uma percentagem mecânica de 0,049, uma vez que a carga mínima e máxima se intersetaram (como pode ser observável pela Figura 4-24).

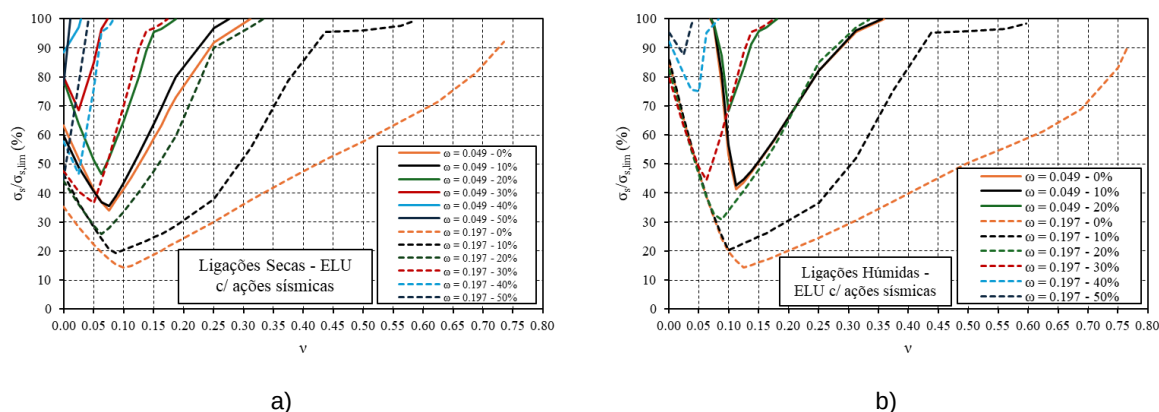


Figura 4-21 - Evolução das tensões nas armaduras com o esforço axial reduzido com a) ligações secas; b) ligações húmidas (ELU com ações sísmicas).

A Figura 4-22 mostra os valores de esforço normal reduzido para os diferentes tipos de ligação, consoante a área de abertura.

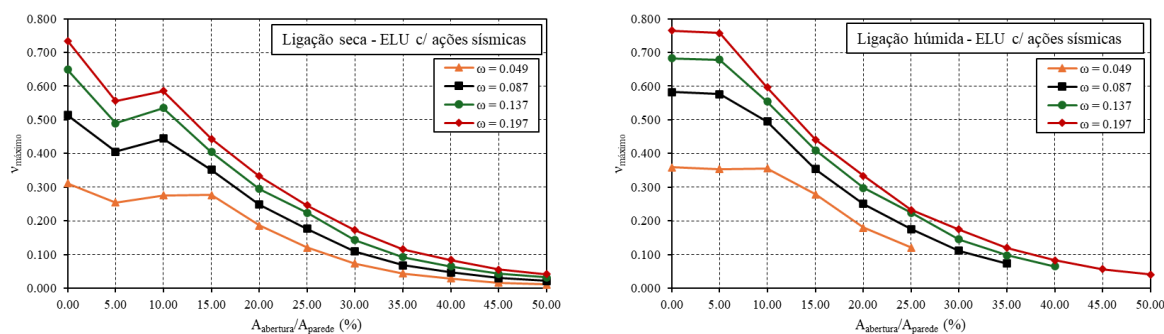


Figura 4-22 - Esforço normal reduzido máximo com a) ligações secas; b) ligações húmidas (ELU com ações sísmicas).

Tal como na combinação ELU sem ações sísmicas, os resultados obtidos nas ligações secas para aberturas pequenas são discutidos no subcapítulo 4.4, visto que os resultados não foram os expectáveis (eg., aumento da capacidade resistente das paredes na passagem de áreas de abertura de 5% para 10%).

O desenvolvimento do esforço normal reduzido é bastante semelhante ao desenvolvimento referente à combinação ELU sem ações sísmicas, no entanto, como se pode observar, as ligações húmidas estão limitadas pela área de abertura. Isto advém do fato de que na pormenorização das ligações húmidas não são aplicados os quatro varões $\phi 12$ com o objetivo de transmitir a carga sísmica da face superior à inferior, tal como nas ligações secas. Ou seja, caso a carga vertical aplicada seja baixa, o esforço de tração devido ao binário da ação sísmica é elevado e não consegue ser resistido apenas pela armadura de distribuição (Figura 4-23).

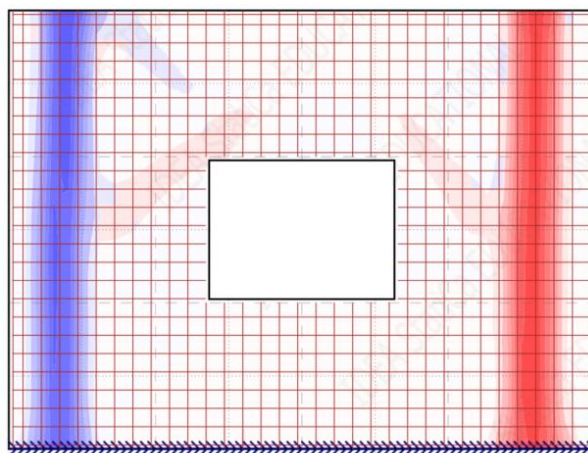


Figura 4-23 - Otimização topológica para a combinação última (com ações sísmicas) sem carga vertical.

Relativamente ao limite superior, como se pode ser pelos gráficos acima, têm um comportamento muito semelhante comparativamente com a combinação ELU sem ações sísmicas, uma vez que para valores de carga atuante maiores, o efeito da tração passa a ser menor.

Note-se que, com a taxa de abertura a aumentar, o limite inferior de carga atuante, motivado pela rotura dos varões verticais devido ao esforço de tração, aumenta igualmente, intersetando o limite superior, sendo possível então prever qual a proporção de abertura máxima para uma determinada percentagem mecânica de armadura. Na Figura 4-24 é demonstrado graficamente a área referente à possível carga atuante, com a finalidade de proporcionar um dimensionamento seguro para o ELU com ações sísmicas.

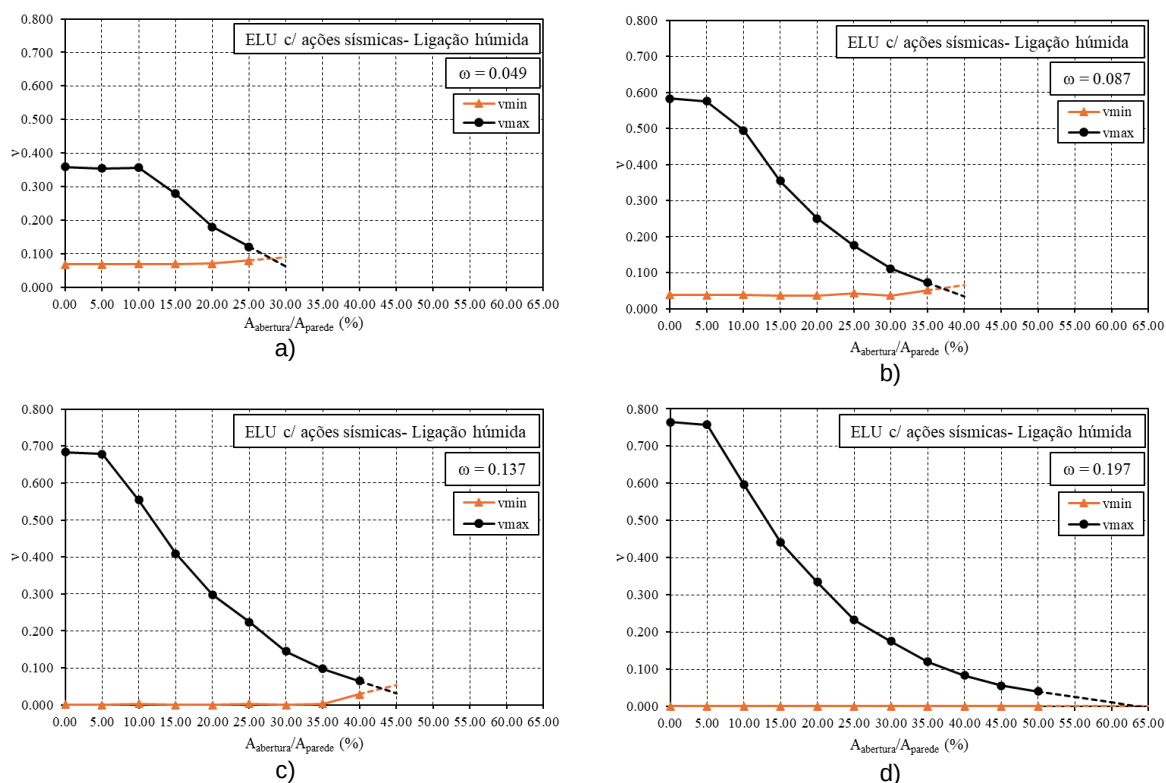


Figura 4-24 - Intervalo de cargas que satisfaz o dimensionamento de uma parede prefabricada com a) $\omega = 0,049$; b) $\omega = 0,087$ c) $\omega = 0,137$; d) $\omega = 0,197$ (ELU com ações sísmicas - ligação húmida).

4.3.3 Estado limite de serviço

A evolução da largura das fendas pode ser consultada na Figura 4-25, onde se observou que o tipo de ligação afetou significativamente a sua evolução (para paredes com percentagens de abertura até 20% exclusive) uma vez que, como a fendilhação ocorreu no canto da parede, o facto da parede com ligações húmidas dispor de armaduras com continuidade, proporcionou um maior controlo. Em contraste, com o aumento da percentagem de aberturas, tal como observado na análise das tensões nas armaduras, a zona mais condicionante encontra-se no topo das aberturas, onde o tipo de ligação não teve qualquer efeito. Tome-se como exemplo, as paredes com 20% de área aberta e com uma percentagem mecânica de 0,049 para a qual o esforço normal reduzido resultante da verificação da largura de fendas foi 0,14 e 0,13, para as ligações secas e húmidas, respetivamente, levando a uma diferença de 0,01. Adicionalmente, a quantidade de armadura utilizada também apresentou pouco significado para aberturas superiores a 30% (inclusive). Pela Figura 4-25a, observa-se que a largura máxima de fendas é atingida para um esforço normal reduzido de 0,05 e 0,11 para percentagens mecânicas de 0,049 e 0,197, resultando numa diferença de 0,06 (numa parede com 30% de área aberta). Este resultado sugere que o dimensionamento adequado seria tendo em conta a existência de uma viga e não de uma parede, levando por esse mesmo motivo, a uma inclinação da reta mais acentuada para aberturas maiores.

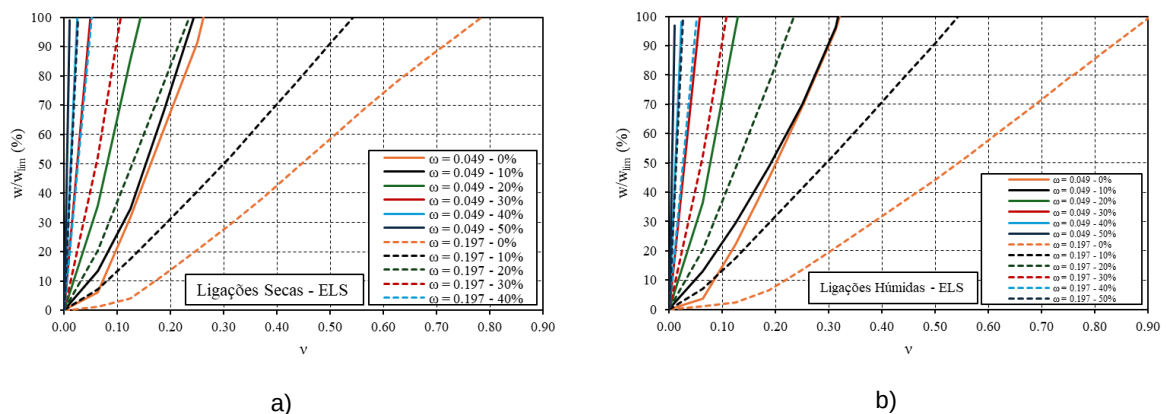


Figura 4-25 - Evolução da largura das fendas com o esforço axial reduzido com a) ligação seca; b) ligação húmida. (ELS).

Pela Figura 4-26 é possível observar o desenvolvimento do esforço normal reduzido consoante a taxa de abertura, para os vários valores de percentagem mecânica:

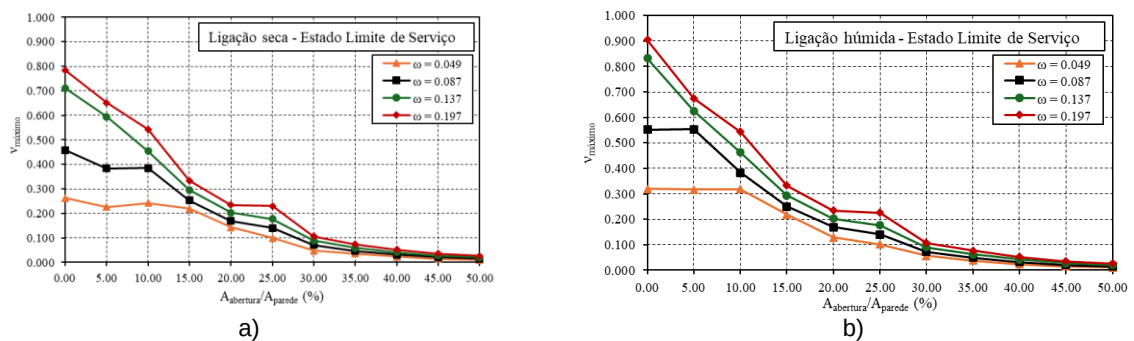


Figura 4-26 - Esforço normal reduzido máximo com a) ligações secas; b) ligações húmidas (ELS).

Como referido anteriormente, os valores apresentados nas ligações secas para áreas de abertura de 10% não são coerentes, dado o aumento da resistência na passagem de uma parede com 5% de abertura para 10% ($\omega = 0,049$), pelo que, dado que o modelo de cálculo é mais complexo, devido à pormenorização das ligações, foi necessário refinar a malha, o que é discutido no subcapítulo 4.4.

No entanto, para taxas de abertura superiores a 15% (inclusive), não existe uma diferença substancial entre tipos de ligação a utilizar e que o tipo de percentagem mecânica a adotar, acaba também por ser pouco relevante em aberturas acima de 30%.

Note-se que, como seria de esperar, o local da fenda máxima encontra-se na região mais tracionada, sendo que vai transitando do canto da parede para o meio da banda acima da abertura. Importante referir, que apesar de não ser a secção condicionante, existem fendas consideravelmente grandes, quando as áreas de abertura são elevadas, ver localização na Figura 4-27.

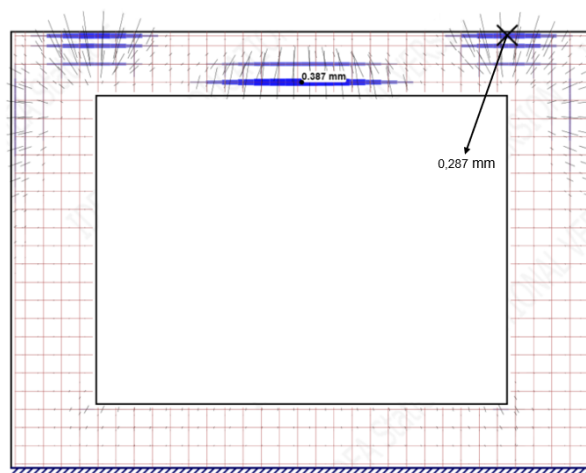


Figura 4-27 - Largura de fendas para uma taxa de abertura de 50% (ELS).

4.4 Resultados relativos à variação de malha

A necessidade de refinar a malha deve-se ao fato de alguns modelos terem uma maior complexidade (paredes com a implementação de ligações secas), originando erros que têm um grande impacto nos resultados, como foi visto nos subcapítulos anteriores. Por conseguinte, utilizou-se o multiplicador de malha (global) correspondente a 0,5, sendo este o valor mínimo concedido pelo *IDEA StatiCa*. Note-se que os modelos com malha refinada analisados dizem respeito apenas às paredes com ligações secas, dado que foram estes os que apresentaram maiores discrepâncias que os resultados esperados. No entanto, também existe a necessidade de refinar a malha nos modelos com ligações húmidas, sendo esta tarefa sugerida para trabalhos futuros.

4.4.1 Carregamento base – ELU sem ação sísmica

Relativamente ao ELU sem ações sísmicas, foi feita a análise das tensões atuantes no betão e nos varões de aço.

Como foi referido no subcapítulo 4.2, as tensões atuantes no betão são mais elevadas em paredes com ligações secas, uma vez que mesmo sem aberturas, os apoios que simulam a ligação,

por terem uma chapa metálica, tornam a superfície de contacto mais rígida, levando a uma concentração de tensões nesse local. Com áreas de abertura superiores a 20%, há um comportamento semelhante comparativamente às paredes com ligações húmidas (Figura 4-2), devido às tensões instaladas nos cantos da abertura. No entanto, as tensões máximas admissíveis no betão foram conseguidas com áreas inferiores em ligações secas comparativamente às paredes com ligações húmidas. Tome-se como exemplo, o caso de uma parede com $\omega = 0,137$, a qual nas ligações secas, atingiu a tensão máxima no betão numa abertura de 25% ao passo que, em paredes com ligações húmidas, não conseguiu chegar a esse valor, uma vez que atingiu primeiro a rotura nas armaduras. Na Figura 4-28 é possível observar a evolução das tensões do betão com malhas distintas.

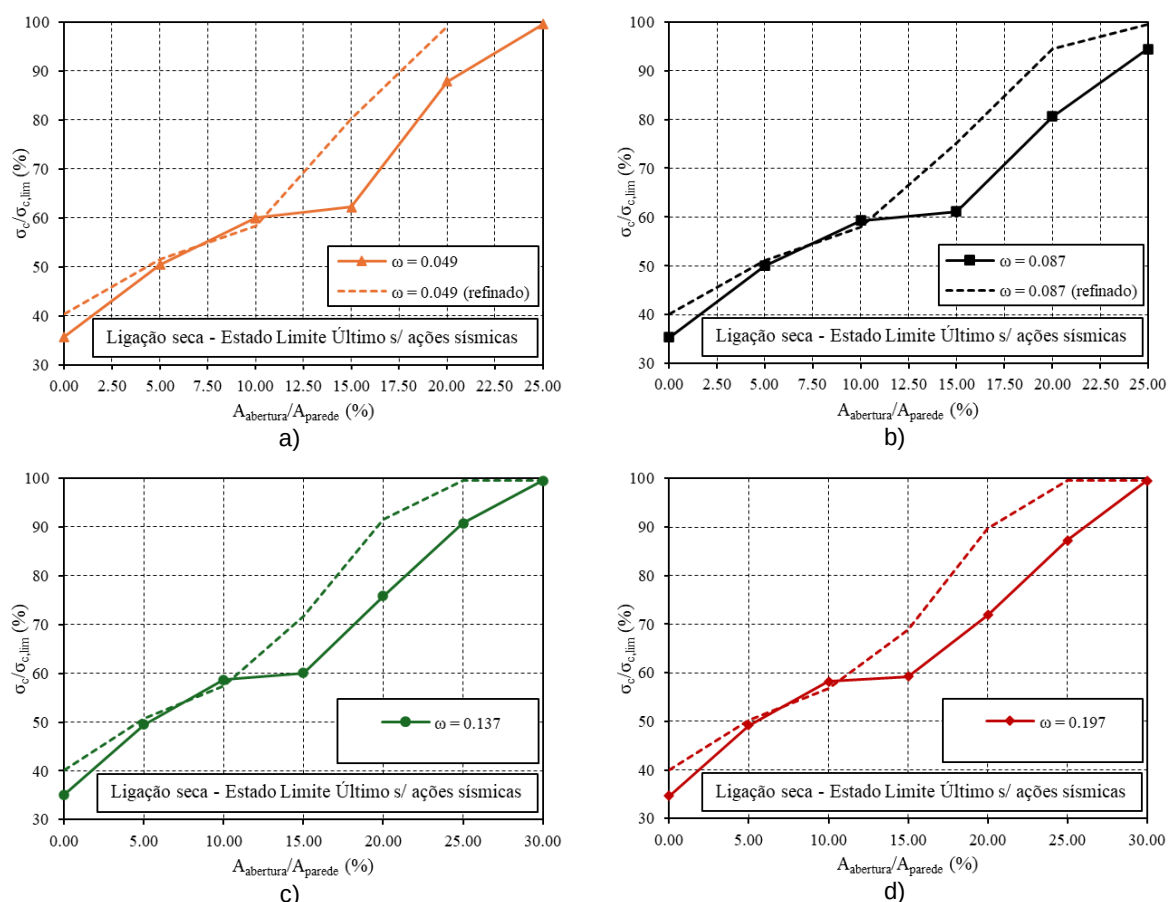


Figura 4-28 - Comparação entre malhas relativamente às tensões no betão com a) $\omega = 0,049$; b) $\omega = 0,087$; c) $\omega = 0,137$; d) $\omega = 0,197$ (ELU sem ações sísmicas).

Como se pode ver na Figura 4-28, existe uma diferença significativa no comportamento do betão com as diferentes malhas. Note-se que, para uma malha mais refinada, a tensão no betão admissível foi atingida para aberturas menores. Tome-se como exemplo, as paredes com $\omega = 0,049$, nas quais a tensão máxima foi alcançada para uma percentagem de abertura igual a 20%, ao passo que, para uma malha mais grosseira, essa mesma tensão só foi conseguida para uma abertura de 25%. Importante salientar que uma análise com incrementos da carga vertical nos modelos com um multiplicador de malha igual a 0,50 também é sugerida para trabalhos futuros, uma vez que não se encontra no âmbito desta dissertação.

Relativamente aos varões de aço, pela Figura 4-29, consegue-se perceber que o seu comportamento assemelha-se a uma curva exponencial, onde se observa maiores diferenças em percentagens mecânicas menores, mais especificamente, para paredes com percentagens mecânicas de $\omega = 0,049$ e $\omega = 0,087$. Comparativamente com a Figura 4-2, nota-se que, com a utilização das ligações secas, as tensões atingidas nas armaduras para paredes sem aberturas e para 5% de área aberta são menores, visto que têm um maior reforço nas zonas críticas (cantos superiores da parede), proveniente da pormenorização da ligação seca (quatro varões $\phi 12$ em toda a altura). Tome-se como exemplo o caso de paredes com uma percentagem mecânica de 0,049 no qual, para paredes sem aberturas, a tensão das armaduras atingida foi 36.1% e 40.9% da capacidade máxima, para ligações secas e húmidas, respetivamente. Ainda assim, a partir de aberturas de 10%, as diferenças entre tipos de ligação começam a ficar reduzidas, tendo um comportamento semelhante. Importante referir que o modelo feito para a parede com $\omega = 0,049$, ao refinar a malha, fez com que a resistência da parede chegasse até um índice de abertura de 20% ao invés dos 25%, como foi mostrado no subcapítulo 4.2 devido às armaduras terem atingido a sua capacidade máxima.

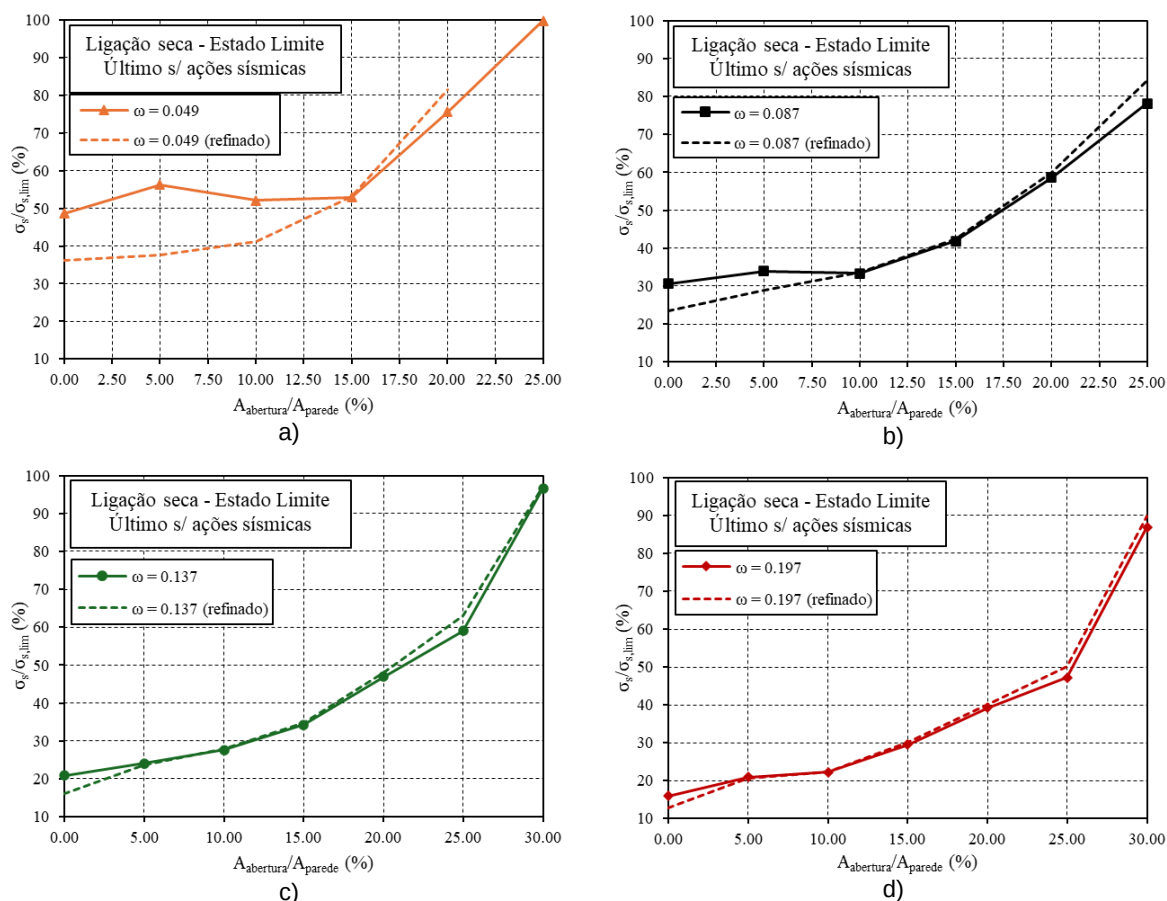
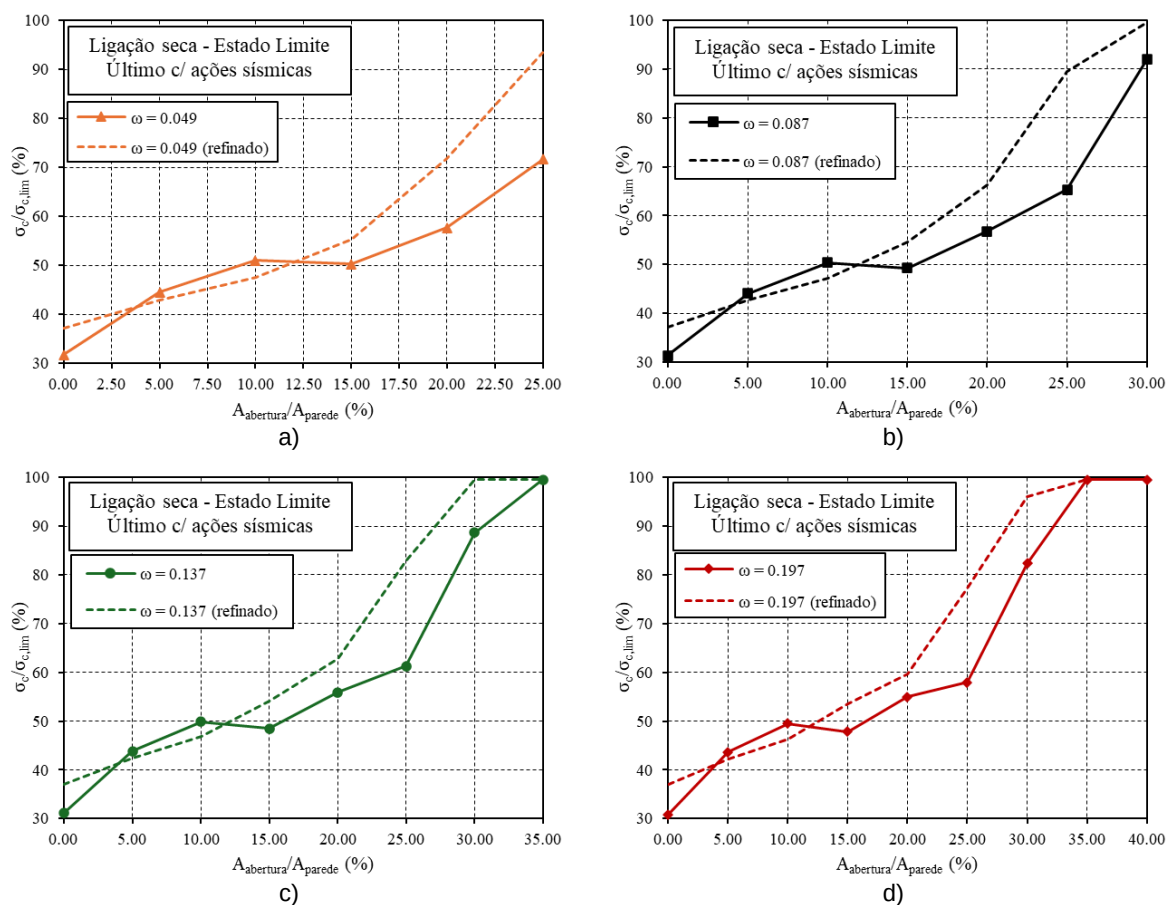


Figura 4-29 - Comparação entre malhas relativamente às tensões nas armaduras com a) $\omega = 0,049$; b) $\omega = 0,087$; c) $\omega = 0,137$; d) $\omega = 0,197$ (ELU sem ações sísmicas).

4.4.1 Carregamento base – ELU com ação sísmica

Pela Figura 4-30, é possível entender que o comportamento do betão para a combinação última com ações sísmicas é semelhante ao registado na combinação ELU sem ações sísmicas, no entanto,

as tensões atuantes são ligeiramente menores, uma vez que a carga vertical é também reduzida (Tabela 3-2).



Pela figura acima, nota-se que, para uma malha mais refinada, as tensões no betão admissíveis foram atingidas para percentagens de aberturas de 30%, como no caso de paredes com $\omega = 0,087$ e $\omega = 0,137$. No entanto, para paredes com $\omega = 0,197$, a tensão máxima no betão foi atingida em paredes com 35% de área aberta, independentemente do refinamento de malha de elementos finitos. Comparativamente com as ligações húmidas, as tensões atuantes no betão são maiores em paredes com ligações secas com uma malha refinada e atinge a tensão máxima também com áreas de abertura menores. Tome-se como exemplo o caso de paredes com $\omega = 0,197$ (representado na Figura 4-31), no qual para áreas de abertura de 35%, a tensão máxima no betão foi atingida em paredes com ligações secas ao passo que, para ligações húmidas, essa mesma tensão só foi atingida em aberturas de 40%. Nas paredes com 20% ou mais de área aberta, as tensões atuantes no betão condicionantes localizaram-se nos cantos das aberturas, no entanto, existiu ainda uma diferença considerável nos diferentes tipos de ligação, sendo estes 59,6% e 47,3% para ligações secas e húmidas, respetivamente.

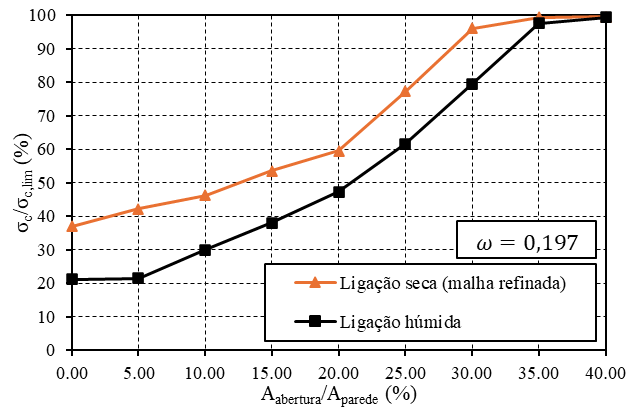


Figura 4-31 - Comparação direta entre tipos de ligação no efeito da variação de tensões no betão.

No que diz respeito às tensões atuantes nas armaduras, o uso de duas malhas originou resultados com diferenças notórias, como se pode analisar na Figura 4-32. Com a malha refinada, para aberturas até cerca de 20% da área da parede, as tensões são semelhantes, pois o ponto crítico encontra-se na zona do apoio tracionado. Para aberturas maiores, as tensões aumentam drasticamente, devido à existência da abertura resultando num esforço de tração acima da mesma que vai aumentando progressivamente.

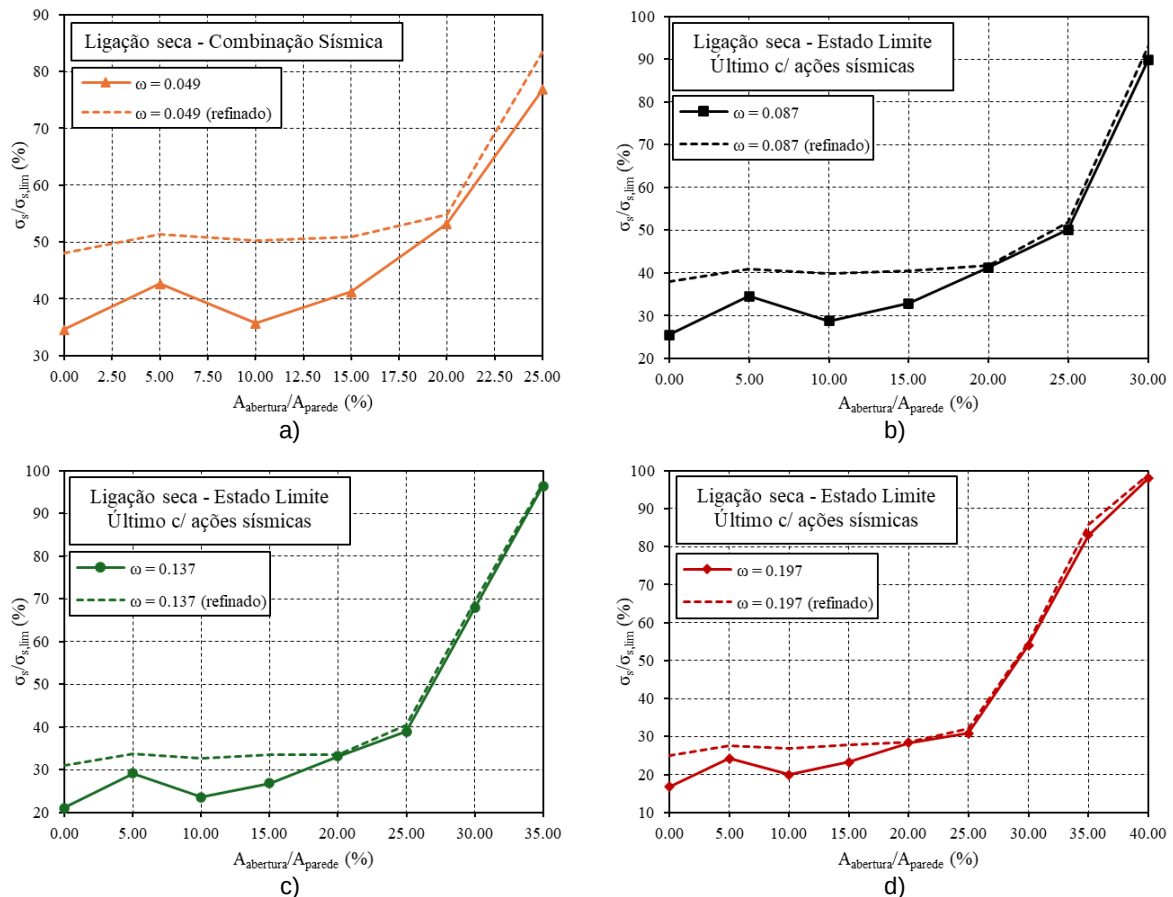


Figura 4-32 - Comparação entre malhas relativamente às tensões nas armaduras com a) $\omega = 0,049$; b) $\omega = 0,087$; c) $\omega = 0,137$; d) $\omega = 0,197$ (Comb. sísmica).

4.4.2 Carregamento base - ELS

Relativamente ao ELS, o refinamento da malha demonstrou um maior controlo de fendas nas ligações secas até uma abertura de 5%, chegando a uma diferença máxima de 7,4% (no caso de paredes com $\omega = 0,049$ sem aberturas) como se pode observar pela Figura 4-33. Com este estudo, percebe-se que existiu também um maior controlo da fendilhação, comparativamente com as ligações húmidas em paredes sem abertura, uma vez que, por a pormenorização das ligações secas ser constituída por quatro varões adicionais $\phi 12$, houve uma maior facilidade de controlar a zona condicionante da fendilhação, sendo esta localizada no canto da parede, onde a largura diminuiu de 6% para 3.6% relativamente com a largura admissível, em paredes com $\omega = 0,049$. No entanto, ao aumentar-se a área da abertura na parede, as zonas mais fendilhadas encontram-se acima da abertura, demonstrando larguras de 10,4% e 10,6% para as ligações secas e húmidas, respetivamente, pelo que já não é dependente do tipo de ligação a ser usado. Para paredes com $\omega = 0,137$ e $\omega = 0,197$ não existiu nenhuma diferença significativa no tipo de ligação a adotar. A Figura 4-34 demonstra uma comparação direta entre tipos de ligações para uma parede com $\omega = 0,049$.

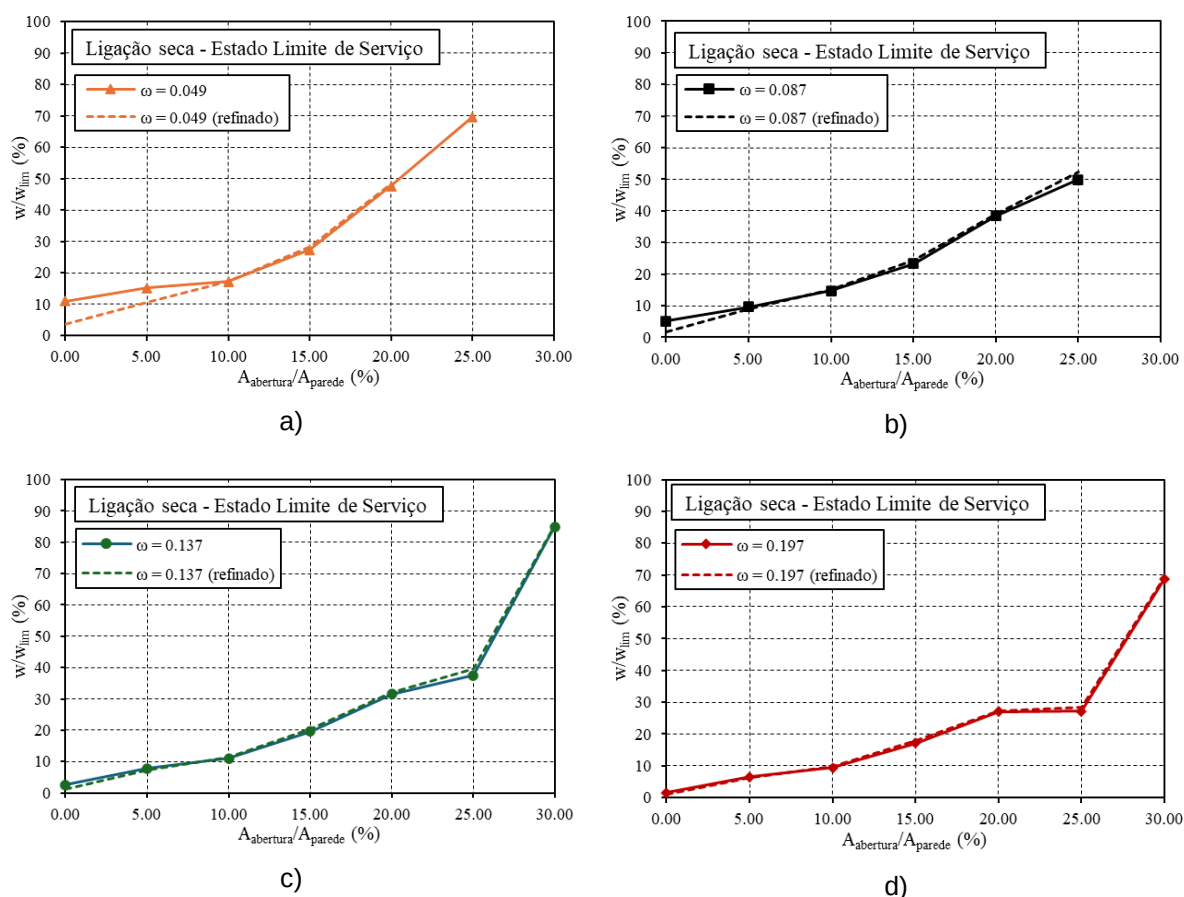


Figura 4-33 - Comparação entre malhas relativamente às larguras das fendas com a) $\omega = 0,049$; b) $\omega = 0,087$; c) $\omega = 0,137$; d) $\omega = 0,197$ (ELS).

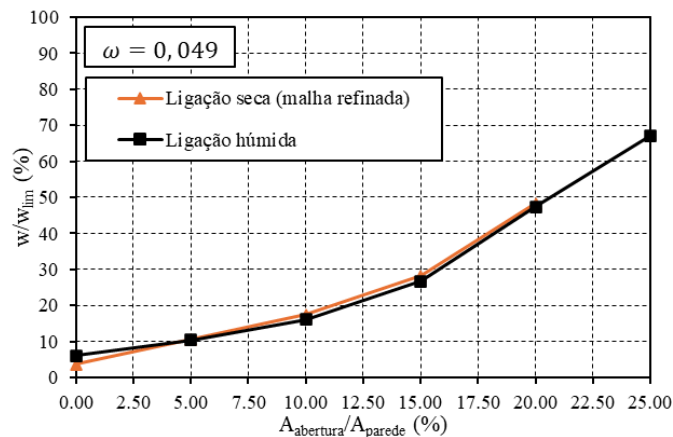


Figura 4-34 - Comparação direta entre tipos de ligação no efeito da variação da largura de fendas.

4.4.3 Capacidade máxima da parede - ELU sem ação sísmica

A capacidade máxima da parede prefabricada em ELU com uma malha refinada apresenta algumas diferenças significativas em taxas de abertura baixas, manifestando um comportamento semelhante ao das paredes com ligações húmidas. Note-se que, segundo a Figura 4-35, a utilização de uma malha refinada acaba por não ter tanto impacto, uma vez que a curva da mesma converge para a curva da malha mais grosseira (fator igual a 1,00) pois a rotura das paredes dá-se na região acima da abertura (tirante). Como essa área não apresenta tanta complexidade no modelo como no local da ligação seca, não origina tanta diferenças nos resultados. É importante referir que, para as percentagens mecânicas $\omega = 0,137$ e $\omega = 0,197$, o valor apresentado para um rácio de áreas de 5% é ligeiramente superior ao valor relativo a uma parede sem aberturas (0%), o que não era expectável, pelo que deduz-se ser um problema numérico. Comparativamente com as ligações húmidas, nota-se um aumento de 16% da resistência para paredes com $\omega = 0,049$ e sem aberturas. No entanto, para paredes com $\omega = 0,137$ e $\omega = 0,197$ sem aberturas, existe uma redução de 5% e 7% da capacidade resistente (respetivamente). As paredes com $\omega = 0,087$ apresentaram a mesma resistência que as paredes sem aberturas para os dois tipos de ligação.

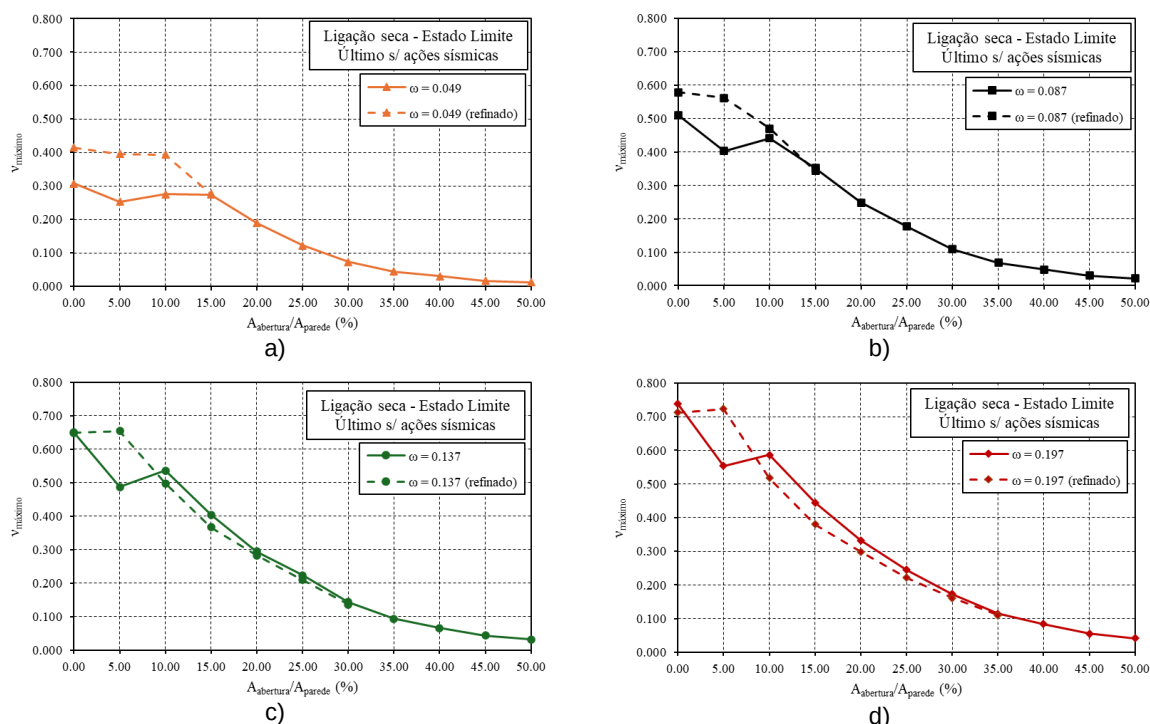


Figura 4-35 - Comparação entre malhas relativamente ao esforço normal reduzido em ELU sem ações sísmicas com a) $\omega = 0,049$; b) $\omega = 0,087$; c) $\omega = 0,137$; d) $\omega = 0,197$.

4.4.4 Capacidade máxima da parede - ELU com ação sísmica

A evolução do esforço normal reduzido máximo com o incremento de área de abertura para a combinação última com carga sísmica (Figura 4-36) equipara-se à combinação ELU sem ações sísmicas, sendo que para aberturas maiores (a partir de 15% e 30% para paredes com $\omega \leq 0,087$ e $\omega \geq 0,137$, respetivamente), a diferença de malhas acaba por não proporcionar vantagens consideráveis. É importante referir que as duas combinações assemelham-se, visto que, caso a abertura seja pequena, a parede consegue resistir a cargas verticais atuantes elevadas, fazendo com que o binário existente na combinação ELU com ações sísmicas não tenha um peso significativo para a sua resistência. No entanto, com o incremento da percentagem de aberturas, o esforço de tração acima da abertura escala significativamente, passando a ser o local mais crítico da parede, e o binário acaba por não ter um impacto relevante.

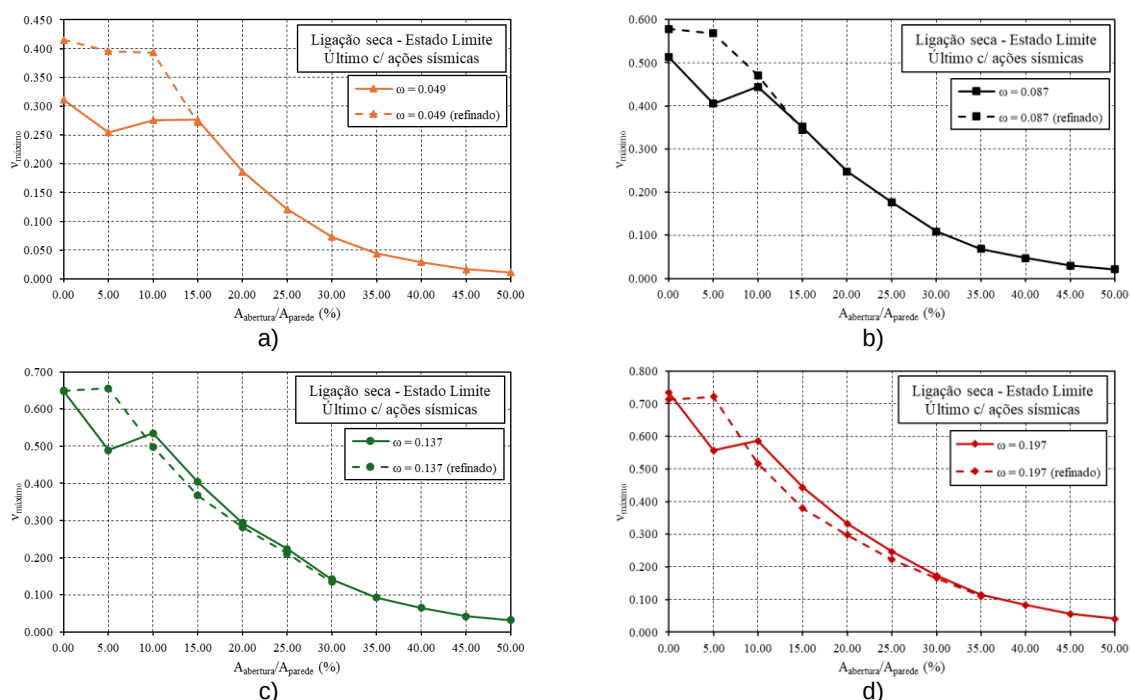


Figura 4-36 - Comparação entre malhas relativamente ao esforço normal reduzido em ELU com ações sísmicas com a) $\omega = 0,049$; b) $\omega = 0,087$; c) $\omega = 0,137$; d) $\omega = 0,197$.

Tome-se como exemplo as paredes com $\omega \geq 0,087$, que para percentagens de aberturas maiores que 5% (inclusive) corresponderam à rotura nas armaduras no tirante superior à abertura, ao passo que em paredes sem aberturas, os varões mais esforçados localizavam-se nos cantos das paredes, como esperado. No entanto, para $\omega = 0,047$, os varões mais esforçados eram os dos cantos das paredes até percentagens de aberturas até 15% (inclusive). Para paredes com 15% (exclusive) a 35% (exclusive) de área aberta, as tensões das armaduras atuantes mais condicionantes encontravam-se nos varões horizontais junto dos apoios. Para áreas de abertura superiores a 35%, verificou-se que as tensões nas armaduras condicionantes se encontravam imediatamente acima da abertura. A Figura 4-37 demonstra essa transição de zonas condicionantes em paredes com $\omega = 0,047$.

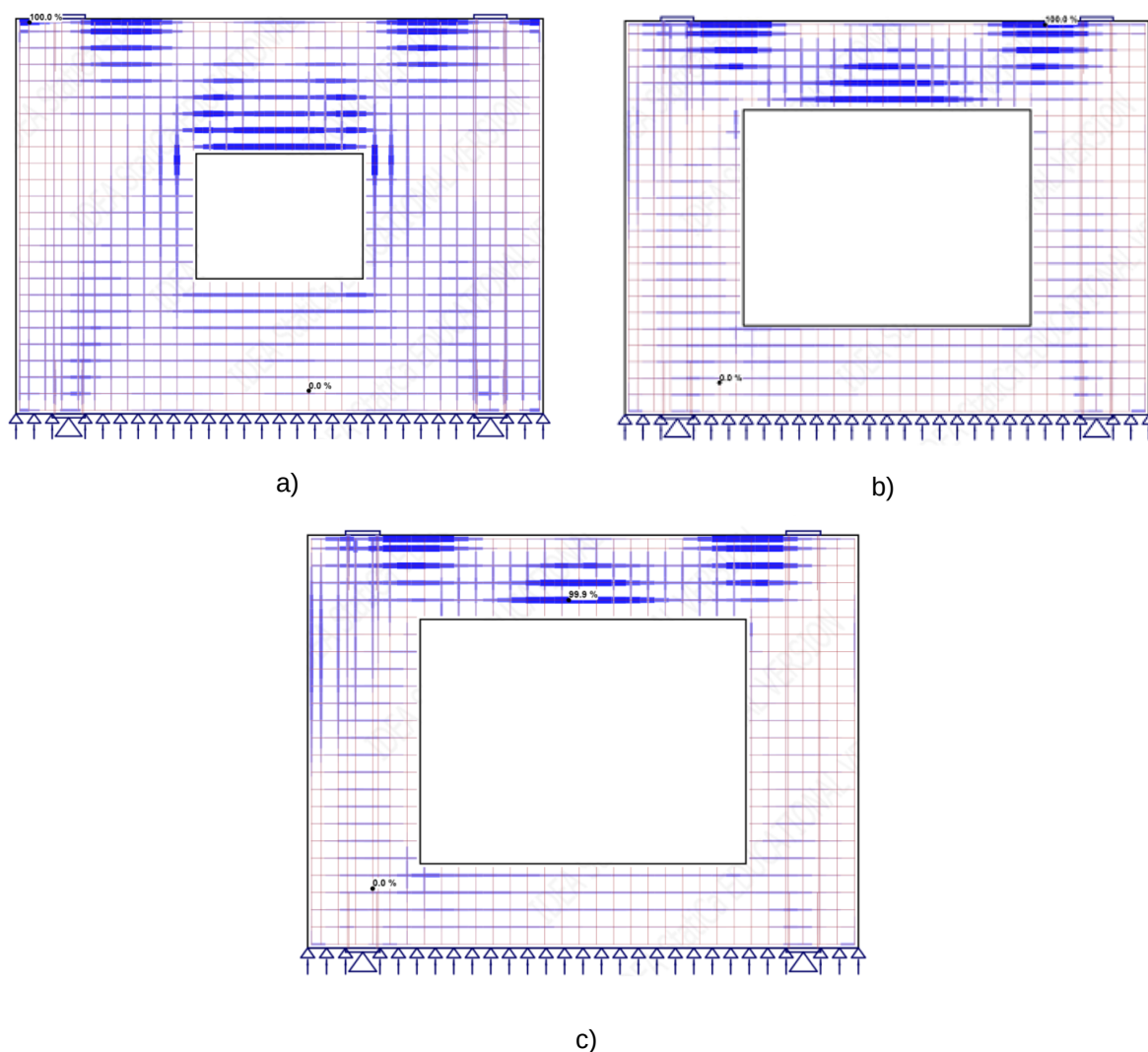
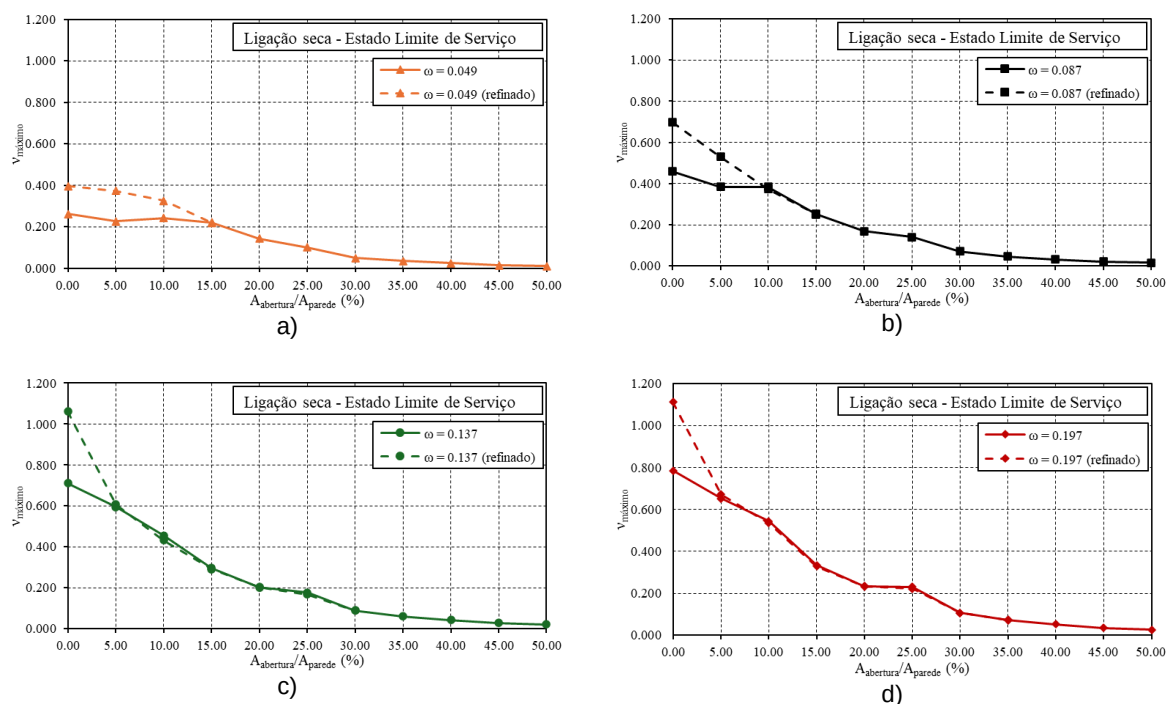


Figura 4-37 - Localização das tensões críticas atuantes nas armaduras em paredes com a) 10% de abertura; b) 30% de abertura; c) 35% de abertura.

4.4.5 Capacidade máxima da parede - ELS

Em ELS, com a malha refinada nota-se, que para paredes sem aberturas, existiu uma discrepância nos resultados obtidos (Figura 4-38), tanto nas diferentes malhas utilizadas como no tipo de ligação adotada, uma vez que, por não existirem aberturas, as fendas máximas localizavam-se nos cantos das paredes o que devido à pormenorização das ligações secas, com os quatro varões $\phi 12$, acabavam por dar mais reforço na extremidade da parede, levando a um maior controlo da fendilhação nessa região. Vale destacar que, tal como na combinação ELU, as curvas associadas a uma malha refinada acabam por convergir para as curvas relacionadas com a malha mais grosseira, uma vez que as fendas críticas passam a localizar-se diretamente acima da abertura, onde a complexidade do modelo não é tão significativa, levando a uma redução na discrepância nos resultados.



4.4.6 Reflexões finais

A Figura 4-39 demonstra a resistência das paredes para ELU com diferentes percentagens mecânicas com o aumento da área de abertura, fazendo uma comparação entre a existência de ações sísmicas e a ausência das mesmas. As retas a tracejado descritas abaixo representam a influência da ação sísmica. Em paredes com ligações secas, observa-se que a sua resistência não é afetada pela ação sísmica uma vez que as retas são coincidentes. No entanto, verifica-se que para paredes até 20% de área aberta, existe uma maior variação de carga máxima entre as diferentes quantidades de armadura, comparativamente com áreas maiores, originando curvas com maior inclinação. Tome-se como exemplo as retas com 10% e 20% de taxa de abertura, para as quais existe uma diferença de esforço normal máximo entre paredes com $\omega = 0,049$ e $\omega = 0,197$ igual a 0,12 e 0,11, respetivamente, ao passo que para 40% e 50% apenas varia 0,05 e 0,03, respetivamente. Relativamente a paredes com a utilização de ligações húmidas, é possível observar que o comportamento sísmico afeta a capacidade máxima das paredes para aberturas maiores que 20% (exclusive), sendo este condicionante. Para taxas de aberturas a 40%, a parede tem de ter no mínimo uma percentagem mecânica de 0,087 (exclusive), uma vez que por o ELU para ações sísmicas ser condicionante, só se obtêm valores de esforço normal reduzido (embora pequenos) superiores a zero a partir desse ponto. Adicionalmente, para aberturas com uma taxa de 50%, apenas paredes com $\omega = 0,197$ é que são possíveis de ser concretizadas. No entanto, verifica-se de um modo geral, que a resistência das paredes até 20% é considerável, sendo esta maior que 40% da capacidade máxima (parede sem aberturas), enquanto que para paredes com maiores taxas de abertura, a sua resistência torna-se muito reduzida, chegando até a reduções maiores que 95% da capacidade máxima.

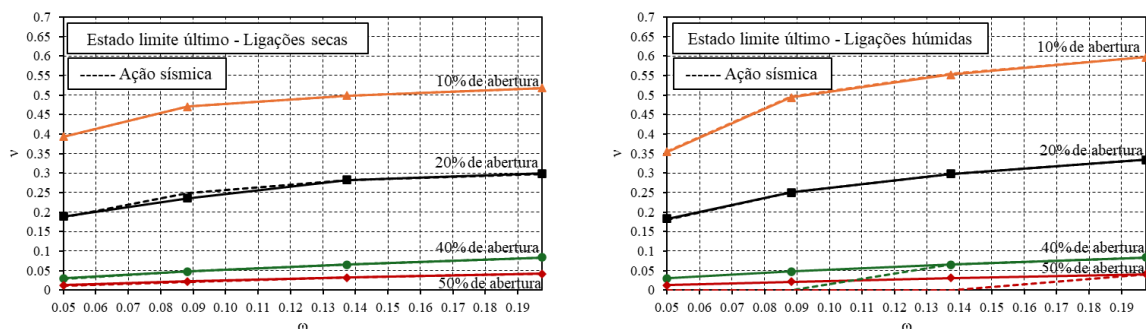


Figura 4-39 - Resistência das paredes ao ELU com a variação da percentagem mecânica para a) ligações secas; b) ligações húmidas.

Para uma melhor compreensão dos resultados obtidos, a Figura 4-40 demonstra o intervalo de valores para o esforço normal reduzido possível para ELU com ações sísmicas, tendo em consideração que, para ligações húmidas, existe a necessidade de verificar que a carga mínima é atingida. Note-se que os valores a tracejado na figura representam esses mesmos valores mínimos. Observa-se então que para paredes com $\omega \leq 0,087$, os valores mínimos de v são semelhantes, variando apenas a capacidade máxima da parede. Adicionalmente, verifica-se que a partir desta percentagem mecânica, parede não necessita de carga vertical mínima, resistindo então apenas com o peso próprio da mesma. Para aberturas de 40%, verifica-se que para $\omega = 0,137$, o valor de $v_{\min}$ é diferente de zero, o que deduz-se ser um problema numérico. Assim sendo, verifica-se que as paredes não necessitam de uma carga atuante mínima, uma vez que quando estas são exequíveis ($v_{\max} > 0$), o esforço normal reduzido mínimo é zero.

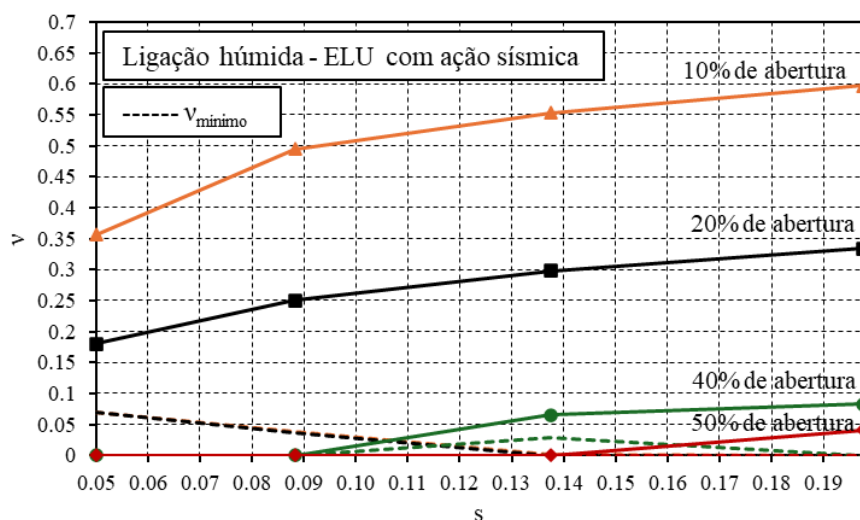


Figura 4-40 - Resistência de paredes com ligações húmidas ao ELU com ações sísmicas.

A Figura 4-41 demonstra uma comparação direta entre tipos de ligação na resistência das paredes em ELU sem ações sísmicas. Note-se que as curvas a tracejado correspondem aos valores relativos a paredes com ligações húmidas. Pela figura abaixo, é possível observar que até 20% de taxa de abertura, a relação entre a quantidade de armadura existente na parede difere com o tipo de ligação, sendo esta diferença maior em paredes com $\omega = 0,197$, chegando até 15,4% e 11,9% (em paredes com 10% e 20% de área aberta, respetivamente). Também é possível observar que a variação da

quantidade de armadura presente na parede é mais notória em ligações húmidas, variando até $\Delta v = 0,24$ e $\Delta v = 0,15$ (para paredes com aberturas de 10% e 20%, respetivamente), ao passo que, para ligações secas apenas varia 0,12 e 0,11, respetivamente, tal como foi visto anteriormente. Para aberturas superiores a 20% da área da parede, observa-se que a resistência das paredes ao ELU sem ações sísmicas torna-se independente do tipo de ligação usada.

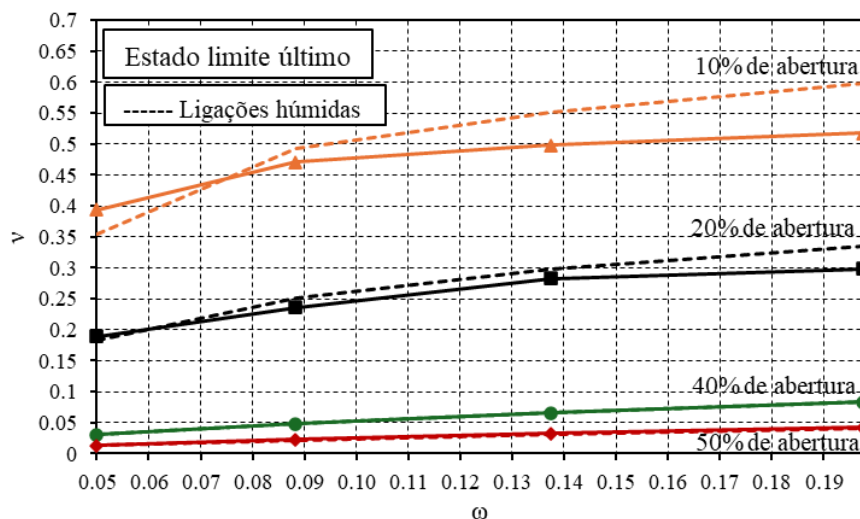


Figura 4-41 - Comparação direta entre paredes com diferentes tipos de ligação na resistência ao ELU sem ações sísmicas.

Relativamente ao ELS, a Figura 4-42 apresenta uma comparação direta entre tipos de ligação na verificação ao ELS com a variação de quantidade de armadura existente na parede prefabricada. As curvas apresentadas a tracejado representam as resistências relativas a paredes com ligações húmidas. Observa-se que, tal como em ELU, paredes até 20% de área aberta, a influência da percentagem mecânica é notável, independentemente do tipo de ligação usada, variando no máximo até $\Delta v = 0,23$ (para aberturas de 10% com ligações húmidas), ao passo que para aberturas maiores, essa variação é apenas 0,03 e 0,02 (para aberturas com taxas de 40% e 50% com ligações húmidas, respetivamente), resultando em curvas com menor inclinação. Adicionalmente, faz-se notar que o impacto do tipo de ligação utilizada é maior principalmente em aberturas até 10% com $\omega = 0,137$, sendo a variação de esforço normal reduzido igual a 0,03. Note-se que pela figura abaixo, apesar de ser facilmente observável, a diferença entre tipos de ligação para taxas de abertura de 20% com $\omega = 0,049$ é apenas 0,01, o que acaba por se tornar desprezável. Para taxas superiores a 20%, a resistência das paredes é muito baixa, independentemente do tipo de ligação e quantidade de armadura, havendo uma diminuição superior a 90% da capacidade máxima (paredes sem aberturas).

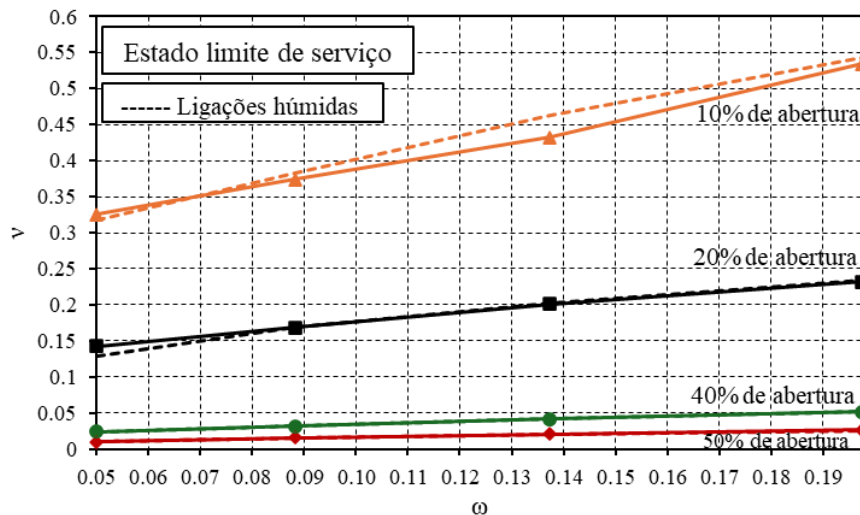


Figura 4-42 - Comparação direta entre paredes com diferentes tipos de ligação na resistência ao ELS com a variação de percentagem mecânica.

Para este estudo foi considerado que, para paredes prefabricadas com existência de aberturas cuja resistência (em ELU) diminuísse até 40% da sua capacidade máxima, não seriam consideradas para o cálculo estrutural do edifício. Sendo assim, com as análises efetuadas nos subcapítulos anteriores e com o auxílio da Tabela 4-1 e Tabela 4-2, é possível observar que, para paredes até com 20% de área aberta (centrada), a sua consideração pode ser efetuada, levando a um menor desperdício de material desnecessário, proporcionando um dimensionamento mais otimizado dos restantes elementos da estrutura.

Pelas tabelas abaixo percebe-se que, com o incremento da área de abertura, a diferença de capacidade máxima vai diminuindo. Tome-se como exemplo a parede com ligações secas e com $\omega = 0,197$, para a qual a resistência entre 10% e 15% de área aberta diminui 19,3% ao passo que, entre 15% e 20% diminui 11,4%. Repare-se também que, nos valores de resistência de paredes secas com $\omega \geq 0,137$, existe um aumento de resistência para paredes com 5% de área aberta, pelo que deduz-se ser um problema numérico.

Note-se que, para regiões não sísmicas, o dimensionamento pode ser feito tendo por base a Tabela 4-1, onde se observa uma maior resistência (embora pouco significativa) de paredes prefabricadas com ligações húmidas, com a exceção de paredes com $\omega = 0,049$, nas quais a resistência é maior com ligações secas até 15% de área aberta (exclusive). Importante salientar que para aberturas até 5%, a capacidade máxima da parede é semelhante comparativamente com uma parede sem aberturas.

Tabela 4-1 - Capacidade máxima das paredes prefabricadas (ELU sem ação sísmica).

		Estado limite último sem ações sísmicas							
		$\omega = 0.049$		$\omega = 0.087$		$\omega = 0.137$		$\omega = 0.197$	
		A_g/A_p [%]	v	Rácio [%]	v	Rácio [%]	v	Rácio [%]	v
Ligações secas	0	0.415	100.0	0.579	100.0	0.649	100.0	0.713	100.0
	5	0.396	95.4	0.562	97.1	0.655	100.9	0.724	101.5
	10	0.394	94.9	0.471	81.3	0.498	76.8	0.518	72.6
	15	0.276	66.5	0.344	59.4	0.368	56.6	0.380	53.3
	20	0.189	45.6	0.236	40.8	0.283	43.6	0.299	41.9
	25	0.123	29.5	0.164	28.3	0.209	32.2	0.222	31.1
	30	0.074	17.7	0.109	18.9	0.136	20.9	0.161	22.6
	35	0.045	10.7	0.069	11.9	0.093	14.4	0.110	15.5
	40	0.030	7.3	0.048	8.3	0.066	10.1	0.084	11.7
	45	0.017	4.1	0.030	5.2	0.043	6.7	0.056	7.8
50	0.013	3.1	0.022	3.8	0.032	4.9	0.042	5.9	
Ligações húmidas	0	0.358	100.0	0.581	100.0	0.686	100.0	0.767	100.0
	5	0.354	99.0	0.576	99.0	0.680	99.2	0.758	98.8
	10	0.355	99.2	0.494	84.9	0.552	80.5	0.597	77.9
	15	0.282	79.0	0.354	60.9	0.409	59.7	0.441	57.5
	20	0.183	51.1	0.250	43.1	0.298	43.4	0.334	43.6
	25	0.123	34.3	0.178	30.5	0.224	32.6	0.246	32.1
	30	0.076	21.3	0.111	19.1	0.145	21.1	0.175	22.8
	35	0.047	13.2	0.074	12.6	0.098	14.3	0.120	15.6
	40	0.031	8.5	0.048	8.3	0.066	9.6	0.083	10.9
	45	0.018	5.0	0.030	5.2	0.043	6.2	0.056	7.2
50	0.013	3.6	0.022	3.7	0.031	4.6	0.041	5.3	

Para regiões sísmicas, o dimensionamento da parede tem de ser feito de acordo com a Tabela 4-2, onde se nota uma diferença significativa entre tipos de ligação utilizada. Tal como em zonas não sísmicas, a resistência das paredes com ligações húmidas é maior comparativamente às paredes com ligações secas, à exceção de paredes com $\omega = 0,049$. No entanto, nota-se que só para paredes com $\omega = 0,197$ e com ligações húmidas é possível considerar aberturas até 50% de área aberta, ao passo que, com o uso de ligações secas, a parede pode ser aberta até 50% independentemente da quantidade de armadura.

Tabela 4-2 - Capacidade máxima das paredes prefabricadas (ELU com ação sísmica).

		Estado limite último com ações sísmicas							
		$\omega = 0.049$		$\omega = 0.087$		$\omega = 0.137$		$\omega = 0.197$	
		A_p/A_p [%]	v	Rácio [%]	v	Rácio [%]	v	Rácio [%]	v
Ligações secas	0	0.415	100.0	0.579	100.0	0.649	100.0	0.713	100.0
	5	0.396	95.3	0.569	98.2	0.656	101.0	0.722	101.2
	10	0.394	94.8	0.471	81.3	0.498	76.7	0.518	72.6
	15	0.272	65.6	0.344	59.4	0.367	56.6	0.380	53.3
	20	0.187	44.9	0.248	42.9	0.283	43.6	0.298	41.8
	25	0.121	29.2	0.177	30.5	0.211	32.4	0.223	31.2
	30	0.073	17.6	0.109	18.8	0.135	20.8	0.166	23.2
	35	0.044	10.5	0.069	11.8	0.093	14.3	0.110	15.4
	40	0.029	7.0	0.047	8.2	0.065	10.1	0.084	11.7
	45	0.017	4.0	0.030	5.1	0.043	6.6	0.056	7.8
50	0.011	2.7	0.021	3.7	0.032	4.9	0.042	5.8	
Ligações húmidas	0	0.359	100.0	0.583	100.0	0.683	100.0	0.765	100.0
	5	0.354	98.5	0.576	98.8	0.678	99.3	0.757	99.0
	10	0.356	99.2	0.495	85.0	0.554	81.0	0.597	78.0
	15	0.279	77.6	0.354	60.8	0.409	59.9	0.441	57.6
	20	0.180	50.2	0.251	43.0	0.298	43.6	0.334	43.7
	25	0.121	33.6	0.176	30.2	0.225	32.9	0.232	30.4
	30	-	0.0	0.112	19.1	0.145	21.2	0.175	22.9
	35	-	0.0	0.073	12.5	0.098	14.3	0.120	15.7
	40	-	0.0	-	0.0	0.065	9.5	0.083	10.9
	45	-	0.0	-	0.0	-	0.0	0.056	7.3
50	-	0.0	-	0.0	-	0.0	0.041	5.3	

5. Considerações finais e trabalhos futuros

Esta dissertação analisa em detalhe como o comportamento de uma parede prefabricada é influenciado pela existência de aberturas, considerando diferentes tipos de ligação entre paredes: ligações secas e húmidas, dimensões para abertura e diferentes taxas de armadura.

5.1 Efeito do tipo de ligação

Com base nos resultados obtidos conclui-se que o tipo de ligação (seca ou húmida) não é uma característica condicionante para o dimensionamento da parede, principalmente nas paredes com maiores percentagens de abertura (superiores a 20%), uma vez que a rotura da parede ocorre nos varões de aço acima da abertura onde existe um grande esforço de tração, sendo este independente do tipo de ligação adotada. Note-se que nas paredes com aberturas mais reduzidas, a rotura está associada ao canto da parede, que por sua vez já é influenciada pela ligação. No entanto, numa análise sísmica, o comportamento da parede já apresenta alguma diferença consoante o tipo de ligação, devendo-se ao facto das ligações secas terem instalados quatro varões $\phi 12$ da face superior à face inferior da parede na direcção vertical, capazes de conseguir transferir o esforço de tração derivado do binário de forças. Deste modo, não é necessário aplicar uma carga vertical mínima.

Relativamente às tensões atuantes e fendas nas paredes, existe uma diferença significativa nas tensões do betão quando se analisam os dois tipos de ligação, principalmente quando a área de abertura é menor que 15% da área total da parede (inclusive). Isto ocorre porque nas ligações secas, ao introduzir-se uma chapa metálica na zona dos apoios, o *IDEA StatiCa* assume que esse comprimento é mais rígido do que o restante comprimento da parede, originando nessa zona uma concentração de tensões, e um aumento do valor das tensões atuantes, sendo então a zona condicionante. Nas paredes com taxas de abertura superiores a 20%, a geometria da abertura começa a afetar os caminhos das cargas, refletindo uma maior concentração de tensões no canto da abertura. Nestes casos, as tensões de compressão tornam-se maiores comparativamente às tensões atuantes nos apoios inferiores, havendo uma semelhança de comportamento quando são usados os dois tipos de ligação. Tanto as tensões atuantes nas armaduras como a largura de fendas têm uma resposta semelhante, visto que a verificação de ambas estão relacionadas com a quantidade de aço utilizado, resultando em valores semelhantes nas paredes com as duas ligações.

5.2 Efeito do tamanho da abertura

Relativamente à progressão do aumento de área de abertura, note-se que a mesma influencia substancialmente o comportamento da parede prefabricada. De forma geral, há uma diminuição da capacidade resistente máxima da parede quando a área da abertura aumenta, convergindo para um mesmo valor independentemente da quantidade de armadura utilizada. É importante referir que a descrição da curva que relaciona a capacidade resistente da parede com a área de abertura não tem um desenvolvimento linear, visto que a secção transversal imediatamente acima da abertura vai diminuindo conforme o aumento da mesma, provocando uma diminuição do braço do binário entre a força no betão e a força nos varões de aço. Simultaneamente o vão da abertura aumenta, levando

assim a esforços de flexão maiores no elemento horizontal acima da mesma. Para taxas de abertura até 15% (exclusive), consegue-se notar alguma diferença de comportamento consoante o tipo de ligação utilizada, pois em paredes com a implementação de ligações secas, existe um acréscimo de tensões atuantes no betão, como foi explicado anteriormente. Aumentando a área da abertura, a rotura da parede começa a ocorrer maioritariamente nos varões localizados acima da abertura, pelo que o tipo de ligação fica sem efeitos significativos, dependendo apenas do diâmetro do varão utilizado. Ainda assim, para áreas de abertura superiores a 30% (exclusive), o impacto da quantidade de armadura começa a ser cada vez menor, havendo uma diferença de esforço normal reduzido entre a percentagem mecânica mínima e máxima estudada de 0,07. Isto deve-se ao facto do comportamento do elemento começar a comportar-se como um pórtico e não como uma parede, pelo que existe a necessidade de dimensionar o mesmo como tal. No entanto, as paredes até 20% de área aberta têm uma capacidade resistente superior a 40% da sua capacidade original (sem aberturas em ELU), o que possibilita a consideração destas paredes com aberturas no cálculo global da estrutura. Isso é importante pois pode-se evitar o desperdício de material desnecessário, ou seja, poderá conduzir a dimensiamentos mais otimizados dos restantes elementos estruturais.

5.3 Efeito da variação da malha de elementos finitos

No caso dos modelos com o multiplicador de malha igual a 1,00, nota-se um maior controlo de largura de fendas nas paredes com ligações húmidas (e com taxa de área de abertura inferior a 15%, exclusive), visto que na sua pormenorização, foi considerado que a armadura de distribuição tem continuidade para o painel de cima, o que proporciona a uma redução da largura das fendas. Para áreas de abertura superiores, a fendilhação começa a aparecer maioritariamente acima da abertura, onde não existe qualquer tipo de diferenciação no modelo com a implementação do tipo de ligação. Para paredes com ligações secas com um multiplicador de malha de 0,50, verificou-se uma maior resistência ao ELU e ELS. No entanto, foi realizada apenas uma análise para este tipo de ligações, uma vez que demonstravam um comportamento não esperado com uma malha mais grosseira. Por este motivo é importante referir que existe a necessidade de modelar paredes prefabricadas com ligações húmidas com uma mesma malha refinada, visto que fornece uma maior precisão nos resultados. No entanto, este tópico não foi explorado no âmbito desta dissertação, sendo considerada uma sugestão para trabalhos futuros.

A variação da malha nos modelos efetuados tornou-se importante, visto que corrigiu os resultados obtidos para paredes com ligações secas, obtendo-se resultados mais expectáveis. No entanto, para taxas de abertura maiores, a sua diferença acaba por não ser tão notável, pois devido à rotura da parede começar a ocorrer imediatamente acima da abertura, não existe uma complexidade tão elevada no modelo, levando a menores erros de aproximação. Isto é ao contrário dos resultados obtidos para aberturas menores, para as quais existe uma necessidade acrescida para refinar a malha na localidade dos apoios relativos às ligações secas, uma vez que o detalhe desta região é maior, levando a maiores erros de aproximação. Note-se que, por limitação do *IDEA StatiCa*, não existe possibilidade de refinar a malha apenas na zona do apoio, sendo então necessário realizar um

refinamento do modelo por completo, o que aumenta a exigência computacional tornando o processo de análise mais moroso.

5.4 Trabalhos futuros

Ainda com os resultados apresentados na presente dissertação e com as respectivas conclusões, existem alguns aspetos que são necessários ter em conta e estudados de maneira a contribuir para o maior desenvolvimento relativo às paredes prefabricadas e o seu comportamento estrutural. Seguidamente são apresentados algumas propostas a levar em consideração para desenvolvimentos futuros:

- i. Estudar os modelos das paredes prefabricadas com ligações húmidas aplicadas com um fator de malha de 0,50 e comparar com os resultados apresentados nesta dissertação, particularmente os resultados dos modelos com ligações secas e com a mesma malha. Esta comparação deve ser feita sobretudo para o ELS, para o qual é necessário verificar se o refinamento da malha conduz ao aumento da resistência da parede para esta combinação de ações, de maneira a perceber se o controlo das fendas é mais eficaz com os varões de continuidade usados nas ligações húmidas ou com os varões adicionais usados na pormenorização das ligações secas;
- ii. Por limitação do *IDEA StatiCa*, não é possível simular a ligação seca na sua totalidade de acordo com a solução real, onde existe uma abertura na parede para facilitar a montagem ou desmontagem da mesma. Note-se também que a chapa metálica não fica totalmente apoiada na parede, pelo que é importante fazer um estudo deste tipo de ligação, mais detalhadamente com o auxílio de outro programa ou com ensaios laboratoriais;
- iii. Realizar um estudo variando a posição da abertura na parede, nomeadamente, em zonas que dificultam o caminho das tensões, para se perceber a importância relativa entre o tamanho e a posição das aberturas na capacidade resistente das paredes,
- iv. Seguindo o tópico anterior, estudar o posicionamento das ligações secas é também muito importante, pois a localização da abertura não poderá coincidir com o alinhamento das ligações, porque os varões verticais necessários nestas ligações não podem ser interrompidos. O posicionamento das ligações tem também uma grande influência na verificação à ação sísmica, pois a aproximação entre ligações leva a uma menor resistência dada a diminuição do braço;
- v. Estudar o efeito do arredondamento dos cantos das aberturas, pois apesar de não ser relevante para a resistência da parede, torna-se importante no valor máximo das tensões atuantes no betão;
- vi. Considerar outro tipo de solução de paredes prefabricadas, como painéis *sandwich* ou paredes duplas para entender se existe algum comportamento distinto relativamente aos resultados obtidos nesta dissertação e perceber a interação entre as diferentes camadas de betão armado com a variação do tipo de ligação entre as mesmas.

(página intencionalmente deixada em branco)

Referências bibliográficas

- [1] R. Martins, R. do Carmo, H. Costa, and E. Júlio, “A review on precast structural concrete walls and connections,” *Advances in Structural Engineering*, vol. 0(0), pp. 1–21, 2023.
- [2] “Eurocódigo 1 - Acções em estruturas Parte 1-1: Acções gerais Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios,” Dec. 2009. [Online]. Available: www.ipq.pt
- [3] “Eurocódigo - Bases para o projecto de estruturas,” Dec. 2009. [Online]. Available: www.ipq.pt
- [4] *Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*, Março de 2010., vol. 1–1. 2010.
- [5] “IDEA StatiCa Detail versão 23.1,” 23.1. Accessed: Oct. 29, 2024. [Online]. Available: <https://www.ideastatica.com/>
- [6] W. Kaufmann *et al.*, “Compatible Stress Field Design of Structural Concrete - Principles and Validation,” IDEA StatiCa, Jul. 2020.
- [7] A. S. Chahar and P. Pal, “Study on various properties of reinforced concrete – A review,” *Mater Today Proc*, Mar. 2022, doi: 10.1016/j.matpr.2022.03.193.
- [8] P. M. Menders and J. O. Pedro, *Dimensionamento de Estruturas de Edifícios e Estruturas Especiais*, 2ª Edição., vol. 1. Lisboa, IST Press, 2022.
- [9] H. Balineni, D. C. K. Jagarapu, and A. Eluru, “Analysis of dry and wet connections in precast beam-column joint using ABAQUS software,” in *Materials Today: Proceedings*, Elsevier Ltd, Jan. 2020, pp. 287–295. doi: 10.1016/j.matpr.2020.04.073.
- [10] Fédération internationale du béton. Task Group 7.3., *Seismic design of precast concrete building structures : state-of-art report*. International Federation for Structural Concrete, 2003.
- [11] R. Vidjeapriya and K. P. Jaya, “Behaviour of precast beam-column mechanical connections under cyclic loading,” 2012. [Online]. Available: www.SID.ir
- [12] S. Hughes, A. Suikka, P. I. S. P. International Federation for Structural Concrete Task Group 6.11, and Precast/Prestressed Concrete Institute, *Precast insulated sandwich panels state-of-the-art report*.
- [13] Fédération internationale du béton., *Precast insulated sandwich panels*. 2017.
- [14] tkl group Innovate Green, “How Precast Concrete Is Manufactured.”
- [15] The Constructor, “Precast concrete process.” Accessed: Mar. 26, 2024. [Online]. Available: <https://theconstructor.org/concrete/precast-concrete-process/6272/>
- [16] Fédération internationale du béton., *Structural connections for precast concrete buildings : guide to good practice*. International Federation for Structural Concrete, 2008.
- [17] Camilla Ghisleni, “What is the difference between precast and prefabricated concrete structures.” Accessed: Mar. 26, 2024. [Online]. Available:

<https://www.archdaily.com/996804/what-is-the-difference-between-precast-and-prefabricated-concrete-structures>

- [18] M. Allen and Y. Kurama, "Design of Rectangular Openings in Precast Walls Under Vertical Loads," *PCI Journal*, pp. 1–18, Jan. 2002.
- [19] S. A. A. Joda, A. A. B. A. Samad, and N. Mohamed, "Numerical analysis of precast wall panels with openings," *International Journal of Sustainable Construction Engineering and Technology*, vol. 11, no. 2, pp. 30–41, 2020, doi: 10.30880/ijscet.2020.11.02.004.
- [20] The constructor, "Pre-Cast Concrete Walls - Types, Connections." Accessed: Sep. 24, 2024. [Online]. Available: <https://theconstructor.org/concrete/precast-concrete-walls-types-connections-advantages/37998/>
- [21] Monachino Technology, "Precast Foundation for double walls." Accessed: Sep. 24, 2024. [Online]. Available: <https://www.monachinotechnology.com/precast-strip-foundation-for-double-wall.html>
- [22] P. Malla, "Study on Precast Concrete Shear Wall with Bolted Connection." [Online]. Available: <https://www.researchgate.net/publication/344319045>
- [23] N. Kumar and Kugan, "Comparative Study and Analysis of Dry and Wet Connections of Precast Beam-Column under Cyclic Load," *International Journal of Advanced Research in Science, Communication and Technology*, pp. 141–145, Nov. 2020, doi: 10.48175/ijarsct-613.
- [24] C. Bora, M. G. Oliva, S. D. Nakaki, and R. Becker, "Development of a Precast Concrete Shear-Wall System Requiring Special Code Acceptance," *PCI Journal*, pp. 1–14, Jan. 2002.
- [25] Elematic, "Connections to last." Accessed: Apr. 02, 2024. [Online]. Available: <https://www.elematic.com/concrete-issues/connections-to-last/>
- [26] L.-J. Leu, C.-W. Huang, Chuin, S. Chen, Asce, and Y.-P. Liao, "Strut-and-Tie Design Methodology for Three-Dimensional Reinforced Concrete Structures", doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2006)132:6(929).
- [27] IDEA StatiCa, "IDEA StatiCa Detail – Structural design of concrete discontinuities." Accessed: Mar. 19, 2024. [Online]. Available: <https://www.ideastatica.com/support-center/theoretical-background-for-idea-statica-detail#limit-states-and-crack-width-calculation>
- [28] M. Konečný, J. Kabeláč, and J. Navrátil, *Use of topology optimization in concrete reinforcement design*. Czech Concrete Days, 2017.
- [29] Idea StatiCa, "Knowledge Base - Material models." Accessed: Aug. 08, 2024. [Online]. Available: <https://www.ideastatica.com/support-center/material-models-en>