



Comportamento Sísmico de Pilares que Suportam Escadas a Meia Altura

Luís Miguel Alves Fernandes

Dissertação para obtenção do grau de mestre em

Engenharia Militar

Orientadores: Professor Doutor Mário Manuel Paisana dos Santos Lopes

Doutor António José Brazão de Brito

Tenente Coronel Pedro José da Silva Gonçalves Matias

Jurí

Presidente: Professor Doutor Orlando José Barreiros D'Almeida Pereira

Orientador: Doutor António José Brazão de Brito

Vogal: Professor Doutor Luís Manuel Coelho Guerreiro

Vogal: Tenente Coronel Pedro José da Silva Gonçalves Matias

Outubro 2023

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.

AGRADECIMENTOS

Quero expressar a minha gratidão para com o Professor Doutor Mário Lopes pela orientação e pela dedicação ao longo da minha pesquisa, mesmo com a dificuldade que a distância gerou no último mês de trabalho. Agradecer também ao Doutor António Brito pela sua imensa disponibilidade, pela paciência, pela preocupação constante e pelos ensinamentos que me passou. Sem a sua ajuda não teria sido possível.

RESUMO

Portugal é indubitavelmente um país sujeito à ação sísmica e o terramoto de 1755 é uma prova histórica disso. Assim, é de elevada importância ter-se lucidez sobre o impacto que os sismos têm nas estruturas para que os agentes responsáveis atuem de forma rigorosa e garantam segurança.

O presente trabalho tem como objetivo contribuir para o conhecimento do comportamento das estruturas perante um sismo, mais especificamente a influência das escadas nos pilares em que se apoiam. Para abordar esta temática considerou-se um edifício habitacional genérico e dimensionou-se de forma corrente, através de uma análise estática linear. Para comparar com essa solução, é dimensionada uma outra em que se garantiu um maior nível de confinamento aos pilares em que a escada apoia a meia altura, de forma a aumentar a sua capacidade de deformação.

Através de uma análise não linear, testam-se os dois modelos dimensionados e os resultados obtidos mostram que o confinamento aumenta significativamente o deslocamento que os pilares em questão conseguem acomodar. Desta forma, põe-se em causa a prática corrente de não considerar as escadas no projeto de edifícios, assumindo-se que essa simplificação está do lado da segurança. No caso de um sismo, por se tratar de deslocamentos impostos, esse pressuposto não é verdade.

Palavras-chave: ductilidade, escada, pilares, sismo

ABSTRACT

Portugal is undoubtedly a country subjected to seismic actions and the 1755 earthquake is historical proof of this. It is therefore of the utmost importance to be clear about the impact that earthquakes have on structures so that the agents responsible can act rigorously and guarantee safety.

The aim of this work is to contribute to increase knowledge about the behavior of structures in the face of an earthquake, more specifically the influence of stairs on the pillars on which they rest at mid-height. To address this issue, a generic residential building was considered and designed in the usual way, using a linear static analysis. In addition to this solution, a new one was designed, in which a higher level of confinement was ensured for the pillars that support the stairs at mid-height, in order to increase their deformation capacity.

Using a non-linear analysis the two models were tested, and the results show that confinement significantly increases the displacement that the pillars in question can accommodate. This calls into question the current practice of not considering stairs in building design, assuming that this simplification is a safe procedure. In the case of an earthquake, as these are imposed displacements, this assumption is not true.

Key words: ductility, staircase, columns, earthquake

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO	1
2. ANÁLISE DO PROBLEMA E METODOLOGIA	3
2.1. Contexto e Motivação	3
2.2. Sismicidade em Portugal	5
2.3. Análise do problema	8
2.4. Ductilidade	9
2.5. Metodologia	12
3. ANÁLISE GLOBAL DO EDIFÍCIO E DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS	15
3.1. Introdução	15
3.2. Escolha da classe de ductilidade	15
3.2.1. Imposições da classe de ductilidade baixa	15
3.3. Combinações	16
3.4. Dimensionamento do Edifício com Escadas	17
3.4.1. Descrição do Edifício	17
3.4.2. Dimensionamento dos pilares	20
3.4.2.1. P1	21
3.4.2.2. P2	24
3.4.3. Dimensionamento da viga	27
3.4.4. Dimensionamento do P1 com confinamento	30
4. ANÁLISE NÃO LINEAR DA SUBESTRUTURA	35
4.1. Introdução	35
4.2. Conceito básico de uma análise não linear	35
4.3. Funcionamento do programa de análise não linear	38
4.4. Detalhes do modelo	41
4.5. Introdução das secções e armaduras	44
4.6. Aplicação dos deslocamentos	47
4.6.1. P1 com confinamento	50
4.7. Análise dos resultados	51
5. CONCLUSÕES	55

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Atividade sísmica em Portugal (IPMA).	4
Figura 2. Mapa de perigosidade sísmica, projeto SHARE, para os 475 anos de período de retorno [3]. Em destaque: Portugal continental.	5
Figura 3. – Mapa de perigosidade sísmica, produto dos trabalhos realizados para o EC 8, para Portugal continental [4]. Esquerda: perigosidade sísmica considerando as zonas sismogénicas de mar; Direita: perigosidade sísmica considerando as zonas sismogénicas de terra.	6
Figura 4. Mapa de epicentros, período 33 AD-1999 (adaptado de [4]).	6
Figura 5. Zonamento sísmico em Portugal Continental [6].	7
Figura 6. Subestrutura pilar-escada com deslocamento imposto para a direita [7].	8
Figura 7. Colapso de um pilar devido à escada.	9
Figura 8. Relações constitutivas do betão confinado [9].	11
Figura 9. Mecanismo de cintagem adaptado de [10].	12
Figura 10. Subestrutura pilar-viga-escada.	13
Figura 11. Planta e alçado do edifício.	17
Figura 12. Edifício modelado utilizando o SAP2000.	18
Figura 13. Simplificação de um pilar sujeito a um deslocamento.	19
Figura 14. Localização da subestrutura a analisar no edifício.	20
Figura 15. Momento fletor atuante no P1	21
Figura 16. Armadura longitudinal do P1	22
Figura 17. Esforço transversal atuante no P1	23
Figura 18. Armadura longitudinal e transversal do P1.	24
Figura 19. Momento fletor atuante no P2	25
Figura 20. Armadura longitudinal do P2	25
Figura 21. Esforço transversal atuante no P2.	26
Figura 22. Armadura longitudinal e transversal do P2.	26
Figura 23. Armadura longitudinal e transversal do P2 para zonas críticas.	27
Figura 24. Momento atuante na viga para a combinação sísmica.	28
Figura 25. Momento fletor atuante na viga para a combinação fundamental.	28
Figura 26. Armadura de flexão da viga.	29
Figura 27. Esforço transversal atuante na viga.	30
Figura 28. Armadura longitudinal e transversal da viga.	30
Figura 29. Diagramas momento-curvatura para a mesma secção com diferentes áreas de armadura de flexão.	31
Figura 30. Armadura longitudinal e transversal do P1 confinado.	31

Figura 31. Armadura longitudinal e transversal do P1 confinado para zonas críticas.	34
Figura 32. Sistema com um grau de liberdade.....	35
Figura 33. Análise não linear para forças aplicadas	36
Figura 34. Diagramas de extensão e deformação linear para uma secção genérica.	37
Figura 35. Diagramas de extensão e deformação não linear para uma secção genérica.	38
Figura 36. Viga bi-encastrada com deslocamento no topo.....	39
Figura 37. Momento na secção A vs deslocamento no topo.	39
Figura 38. Interface do programa que permite controlar a aplicação de cargas.	40
Figura 39. Modelo utilizado para a análise não linear.	41
Figura 40. Modelo com representação dos nós.....	42
Figura 41. Modelo utilizado para a análise não linear com valores das cargas.	43
Figura 42. Interface do programa de introdução das secções.	44
Figura 43. Interface do programa para definir propriedades dos materiais.....	44
Figura 44. Relação constitutiva para betão confinado segundo EC 8 parte 2.....	45
Figura 45. Armadura longitudinal e transversal na viga reforçada.	46
Figura 46. Armadura longitudinal e transversal do P2 reforçado.	46
Figura 47. Relação constitutiva do betão confinado para o P1 sem confinamento.	48
Figura 48. Relação constitutiva do betão confinado para o P1 com confinamento.	48
Figura 49. Extensões no betão para a solução sem confinamento adicional em ‰.	49
Figura 50. Extensões no aço para a solução sem confinamento em ‰.	50
Figura 51. Extensões no betão para a solução com confinamento em ‰.	50
Figura 52. Extensões no aço para a solução com confinamento em ‰.	51
Figura 53. Diagrama momento-curvatura.....	52
Figura 54. Esforço axial na subestrutura sem confinamento no P1 para um deslocamento de 27.923 mm.....	53
Figura 55. Diagrama momento-curvatura para o P1 na situação sem confinamento.	54

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1. Aceleração máxima de referência ag_R (m/s^2) nas várias zonas sísmicas [6].	7
Tabela 2. Armadura de flexão na viga.....	28
Tabela 3. Peso próprio dos elementos.....	43
Tabela 4. Tensão máxima do betão confinado (MPa).....	48
Tabela 5. Resultados da análise não linear.	52

NOTAÇÃO

Abreviatura	Significado
CEB	Comite Euro-International du Beton
DCH	Classe de Ductilidade Alta
DCL	Classe de Ductilidade Alta
EC	Eurocódigo
NA	Anexo Nacional
REBAP	Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado
RSA	Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
A	ação de acidente
A	área da secção transversal
A_c	área da secção transversal de betão
A_s	área da secção de uma armadura para betão armado
$A_{s,min}$	área da secção mínima de armaduras
b	largura total de uma secção transversal
d	altura útil de uma secção transversal
E	módulo de elasticidade
E_m	módulo de elasticidade secante do betão
EI	rigidez à flexão
f_{cd}	valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
f_{cm}	valor médio da tensão de rotura do betão à compressão
f_{ck}	valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 d de idade
f_{ctm}	valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples
f_{yd}	valor de cálculo da tensão de cedência do aço
F_k	valor característico de uma acção
G_k	valor característico de uma acção permanente
h	altura total de uma secção transversal
I	momento de inércia da secção de betão
M_{Ed}	valor de cálculo do momento flector actuante
N_{Ed}	valor de cálculo do esforço normal actuante
Q_k	valor característico de uma acção variável
V_{Ed}	valor de cálculo do esforço transverso actuante
z	braço do binário das forças interiores
α	Eficácia de confinamento
ϵ_{cu}	extensão última do betão à compressão
ϵ_{su}	extensão última da armadura de confinamento
λ	coeficiente de esbelteza
ρ_s	rácio volumétrico de armadura de confinamento
σ_{yd}	tensão de cedência da armadura de confinamento
σ_{cc}	tensão máxima do betão confinado
μ	momento fletor reduzido
μ_ϕ	factor de ductilidade em curvatura
ν	esforço normal reduzido
ω_{wd}	taxa mecânica volumétrica da armadura de confinamento
ϕ	diâmetro de um varão

1. INTRODUÇÃO

Portugal é uma zona sísmica e é fundamental que em território nacional as nossas estruturas estejam dimensionadas para resistir a sismos. Na prática corrente, as escadas não são consideradas no dimensionamento de um edifício porque admite-se que, ao não considerar um elemento que efetivamente existe e tem resistência, está-se a fazer uma simplificação a favor da segurança. No entanto, esse pressuposto é válido para cargas aplicadas, mas no caso de um sismo a ação é um deslocamento imposto e como tal perde a validade. Se um pilar tiver a escada a descarregar a meia altura, a sua deformação fica condicionada e, numa situação em que seja sujeito a um deslocamento imposto (sismo), terá de ter maior capacidade de deformação que os pilares sem essa restrição para acomodar o mesmo deslocamento relativo entre pisos, porque a escada restringe a deformação de parte do pilar.

Para investigar esta questão e contribuir com conhecimento sobre como devem ser projectados os pilares que têm a escada apoiada a meia altura, vai-se fazer a análise com uma metodologia de projeto diferente e comparar com o que é feito tradicionalmente.

No capítulo 2, será exposta a relevância que a atividade sísmica tem em Portugal, aprofundar-se o conceito de ductilidade e expõe-se do problema que estudado, bem como a metodologia usada.

No capítulo 3 apresenta-se a modelação de um edifício de habitação corrente e são calculados os esforços através de uma análise elástica. Mostra-se o dimensionamento dos elementos de uma subestrutura desse edifício para os esforços obtidos e dimensiona-se o pilar no qual a escada descarrega, com foco em garantir que este tem uma boa capacidade de deformação.

No capítulo 4, introduz-se o conceito de análise não linear é feita uma breve explicação do software usado para a análise. Usando esse programa de cálculo automático software impõe-se um deslocamento à estrutura e são analisadas as duas soluções dimensionadas no capítulo 3.

Finalmente, no capítulo 5 expressa-se as conclusões que se puderam obter e são apresentadas as considerações finais obtidas neste estudo.

2. ANÁLISE DO PROBLEMA E METODOLOGIA

2.1. Contexto e Motivação

Será que já se sabe o suficiente sobre um dos fenómenos mais potentes e avassaladores que existe? Será que as construções estão devidamente preparadas para a sua ocorrência, que é inevitável? Este trabalho pretende estudar um aspeto ao qual não costuma ser dada a devida atenção e tirar conclusões, contribuindo assim para alargar o conhecimento sobre esta temática e principalmente para a segurança das construções, já que estas são a base do desenvolvimento económico e uma importante componente da identidade cultural dos povos e das nações.

Sismos no mesmo local são fenómenos relativamente espaçados no tempo, e ainda bem, pois as consequências que trazem são devastadoras. Mas devido a essa larga janela temporal, acabam por ser esquecidos pelo imaginário popular. Primeiro esquece-se o terror que a destruição causada pelo sismo provocou, depois alivia-se a exigência e a segurança nos projetos, e por fim, como consequência, reduz-se o *know how* associado às construções projetadas e construídas para resistir a sismos. A regulamentação, nomeadamente o Eurocódigo 8, vem garantir que as boas práticas não são deixadas de lado, e traz notoriedade para esta temática por ser uma norma voltada para resolver o problema que se acabou de descrever. Para que seja feita uma correta interpretação, importa referir que o Eurocódigo (EC) está voltado principalmente para salvar vidas, e diminuir danos económicos. O foco da norma é garantir que as vidas humanas são protegidas, que os danos são limitados e que as infraestruturas importantes para a proteção civil continuam operacionais.

Terremotos contribuíram para 26% dos danos económicos devido a catástrofes de origem natural desde o início do século XX, e destacam-se como as catástrofes naturais que mais fatalidades causam. A partir de 1960, quase metade das vidas perdidas em desastres naturais foram devido a atividades sísmicas [1]. A Tabela 1 enuncia alguns dos sismos recentes mais catastróficos e a destruição económica e de vidas que os mesmos causaram.

Tabela 1. Resumo de incidentes sísmicos.

Sismo	Magnitude (Richter)	Descrição
Lisboa, Portugal, 1755	8.7 – 9	Arrasou toda a cidade e causou a morte de milhares pessoas.
Tóquio, Japão, 1923	7.9	Destruição de 70% da cidade, 142 800 mortos e 1.9 milhões de desabrigados.
Valdivia, Chile, 1960	9.5	Causou a morte de 5700 e foi o sismo mais forte já registado.
Kobe, Japão, 1995	6.9	Apesar dos 6 500 mortos ser um número reduzido quando comparado com outros sismos, a destruição maciça gerou 250 000 000 000 dólares de prejuízo.
Tangshan, China, 1976	7.5	Cerca de 240 700 mortos e enorme danificação de infraestruturas e edifícios.
Haiti, 2010	7.0	Deixou a capital do país totalmente destruída e o número de mortos rondou os 230 000.
Gaziantep, Turquia, 2023	7.8	Uma destruição que gerou perdas económicas de 34 mil milhões de dólares e cerca de 52 000 mortos.
Marrocos, 2023	7.0	Cerca de 3000 mortos, 56 000 casas afetadas e um dano cultural enorme.

Embora a causa dos sismos esteja associada a forças da natureza, estes só resultam em tragédia por causa da ação humana. Onde não há presença de património nem de pessoas, a ocorrência de um sismo é um fenómeno sem impacto, e cabe às cidades e regiões fazer uso do conhecimento disponível para perceber a relevância que os sismos têm para a sua área geográfica. No caso de Portugal, pode-se dizer que o país está sujeito a uma atividade sísmica assinalável, sendo o sismo de 1755 uma prova histórica dessa sismicidade. A Figura 1 mostra a localização de epicentros registados em território português e as respetivas magnitudes, evidenciando a atividade sísmica a que o país está sujeito bem como a importância de se ter as construções preparadas. Percebe-se que no arquipélago dos Açores e no Sul do país é onde a atividade é mais intensa.

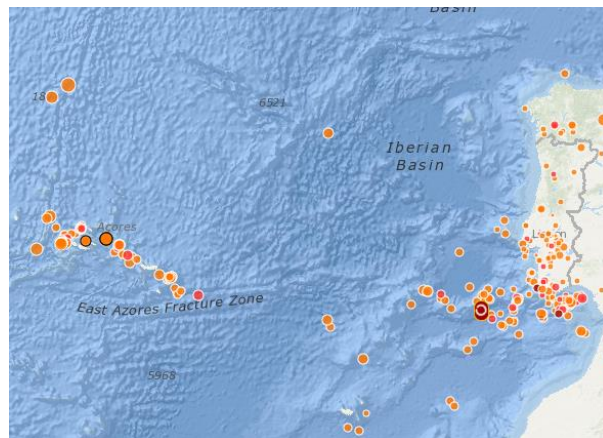


Figura 1. Atividade sísmica em Portugal (IPMA).

Tendo em conta os aspetos que acabaram de se mencionar, pode-se dizer que a preocupação de ter as infraestruturas preparadas para a ocorrência de um sismo deve ser uma das prioridades dos projetistas. Neste trabalho vai-se abordar a forma como em edifícios, as escadas que descarregam a meia altura de pilares afetam o comportamento dos mesmos. Para além da óbvia importância para a estrutura como um todo, acrescenta relevância o facto de que, durante um sismo é aconselhável que as pessoas saiam pelas escadas pois é tida como a maneira mais segura.

Uma vez que a fase de transição do Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP) e do Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) para o Eurocódigo 2 (EC 2) e o Eurocódigo (EC 8) já terminou, e as normas em vigor são os regulamentos europeus e respetivos anexos nacionais (NA), este estudo será feito tendo em conta as exigências dos Eurocódigos, destacando-se o EC 2 e o EC 8.

2.2. Sismicidade em Portugal

Nos estudos probabilísticos para avaliação da perigosidade sísmica para Portugal, em que os resultados são expressos em termos da probabilidade de excedência de determinado nível de movimentos do solo, durante um determinado período de exposição, são estabelecidas regiões que partilham as mesmas características sismológicas, tectónicas e geológicas, habitualmente referidas como zonas de geração sísmica, zonas sismogénicas ou áreas-fonte. Neste contexto, uma zona de geração sísmica representa uma região da litosfera aproximadamente homogénea no que respeita às distribuições que caracterizam a sua atividade sísmica ou cuja sismicidade é gerada em algumas falhas conhecidas. Para cada zona é definida a relação entre a frequência com que aí ocorrem os sismos e as respetivas magnitudes, num dado período de tempo (lei de frequência-magnitude). No contexto do projeto europeu SHARE (2009-2013) - Seismic Hazard Harmonization in Europe, foram propostas zonas sismogénicas para o território português [2] e definidas as taxas de atividade e distribuição de magnitudes respetivas [3].

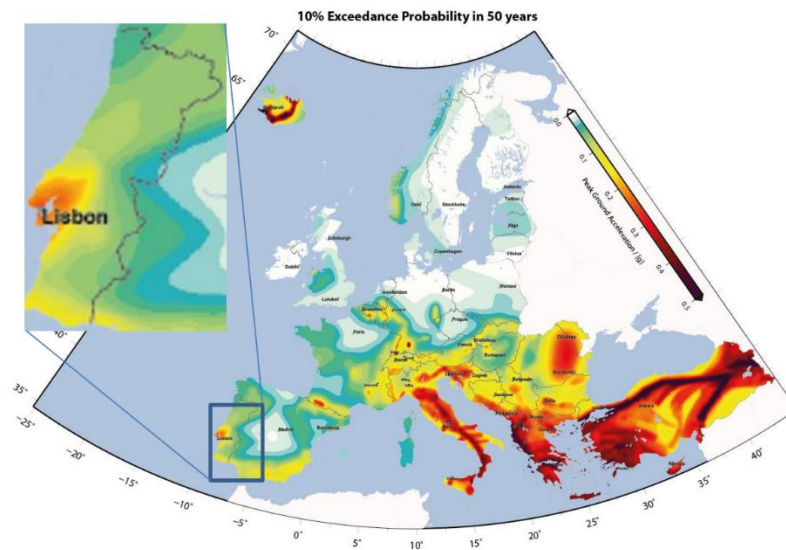


Figura 2. Mapa de perigosidade sísmica, projeto SHARE, para os 475 anos de período de retorno [3]. Em destaque: Portugal continental.

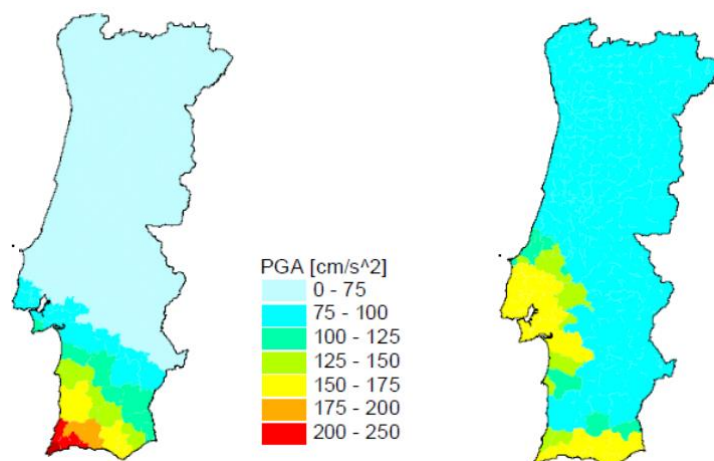


Figura 3. – Mapa de perigosidade sísmica, produto dos trabalhos realizados para o EC 8, para Portugal continental [4]. Esquerda: perigosidade sísmica considerando as zonas sismogénicas de mar; Direita: perigosidade sísmica considerando as zonas sismogénicas de terra.

A Figura 4 mostra a atividade sísmica em Portugal e resultou de uma listagem de sismos compilada por [5], entre 33 D.C. e 1991, complementada com a informação do catálogo do Instituto Geográfico Nacional espanhol sobre a região ibérica, para o período 1991-1999.

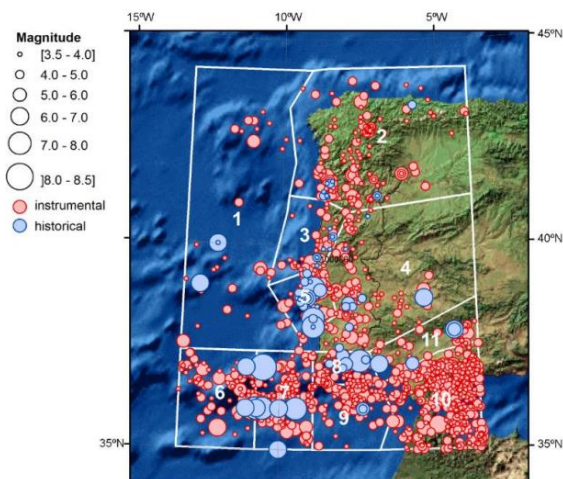


Figura 4. Mapa de epicentros, período 33 AD-1999 (adaptado de [4]).

Para que estes dados tenham mais validade, devia-se fazer um tratamento dos mesmo de forma a assegurar que a distribuição de magnitudes do catálogo não se encontra enviesada quer pelo desconhecimento da magnitude dos sismos das épocas históricas, quer pelo facto do catálogo não ser completo na gama de magnitudes baixas nas épocas antigas. No entanto esse não é o objetivo do trabalho e a relevância desta informação prende-se com demonstrar que Portugal é um país com um risco sísmico considerável. O terramoto de Lisboa de 1755 deve ser lembrado sempre

que haja dúvidas acerca desse risco. Este evento catastrófico não só reconfigurou a paisagem arquitetónica e social da capital portuguesa, mas também serve como um lembrete sombrio da vulnerabilidade do país. O sismo, seguido por um tsunami e incêndios, resultou na perda de vidas e numa enorme destruição de propriedades, evidenciando a necessidade crítica de estratégias de mitigação e preparação para sismos. A geologia de Portugal é caracterizada pela presença de várias falhas tectónicas, incluindo a Falha da Nazaré e a Falha de São Vicente. Estas falhas, ativas e capazes de produzir sismos de magnitude significativa, representam uma ameaça contínua à segurança e ao bem-estar das populações e infraestruturas. A proximidade do país à Placa Tectónica Africana e Eurasiática é outro fator que amplifica o risco sísmico.

O Anexo Nacional do EC 8 apresenta o zonamento sísmico representado na Figura 5 com acelerações máximas de referência na rocha para cada zona que se apresentam na Tabela 1.

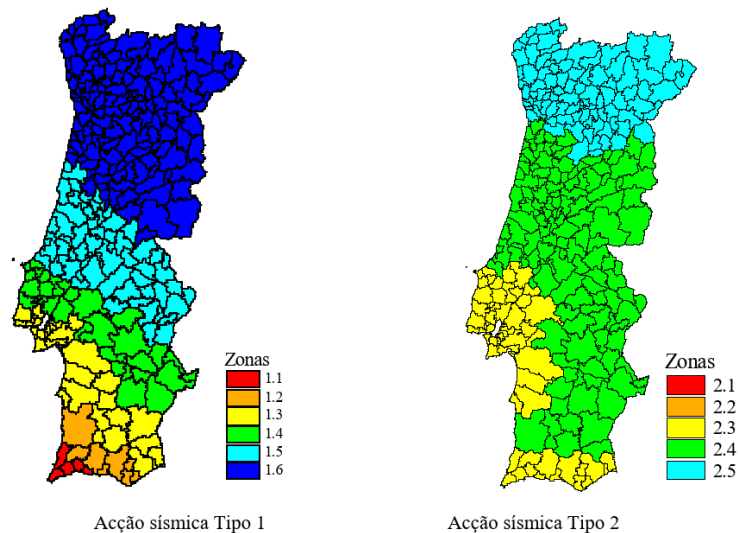


Figura 5. Zonamento sísmico em Portugal Continental [6].

Tabela 1. Aceleração máxima de referência a_{gR} (m/s^2) nas várias zonas sísmicas [6].

Acção sísmica Tipo 1		Acção sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	a_{gR} (m/s^2)	Zona Sísmica	a_{gR} (m/s^2)
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	—	—

Estas características e a historicidade sísmica do país, faz com que o dimensionamento das infraestruturas em Portugal deva ser alvo de uma preocupação rigorosa de forma que as mesmas sejam devidamente projetadas e sejam seguras na eventualidade da ocorrência de um sismo.

2.3. Análise do problema

No projeto de edifícios para as ações sísmicas, muitas vezes as escadas são ignoradas no projeto. Essa prática corrente baseia-se no pressuposto de que, quando tiramos um elemento à estrutura enfraquecemos a mesma. Considera-se então, que as escadas são uma reserva de resistência, e nestes casos dimensionam-se separadamente apenas para cargas verticais, não sendo incluídas no modelo global da análise da estrutura, porque admite-se que, ao não as incluir, está-se do lado da segurança. Isto baseia-se no teorema estático da análise plástica, que diz que uma distribuição de esforços estaticamente equilibrada fornece um minorante da carga de colapso. No caso de um sismo não se pode afirmar que uma distribuição de esforços estaticamente equilibrada corresponda a um minorante da carga que levará ao colapso da estrutura, porque a ação é essencialmente um deslocamento aplicado e não uma carga, e porque a ductilidade disponível num elemento estrutural tem limites que dependem da forma como foi projetado. A análise plástica admite que não há limites à ductilidade da estrutura e que a ação imposta são forças aplicadas. Portanto, conceptualmente, a ideia de que desconsiderar as escadas no dimensionamento é conservativo, está errada. Quando a estrutura está sujeita à imposição de um deslocamento, ao se tirar as escadas está-se a tirar restrições a deslocamentos, e na verdade a presença da escada a meio do pilar vai restringir o deslocamento horizontal do mesmo a meia altura, impor maiores curvaturas e como tal uma maior exigência de ductilidade ao pilar. A descrição que se acabou de referir está ilustrada abaixo na Figura 6.

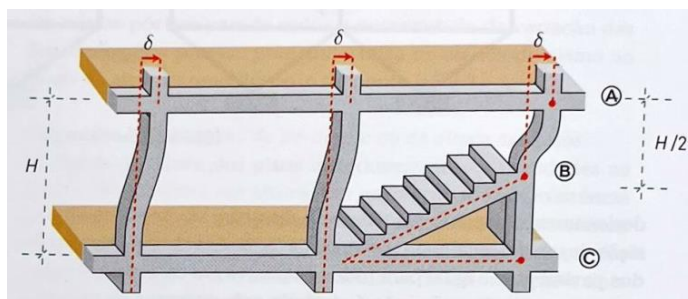


Figura 6. Subestrutura pilar-escada com deslocamento imposto para a direita [7].

A Figura 6 é útil visualmente para perceber melhor o que se passa nos pilares. Observa-se que o deslocamento relativo entre os pisos, representado por δ , é tipicamente absorvido pelos pilares ao longo de sua extensão vertical H . A relação é tal que, quanto mais extenso for o pilar, menores serão as deformações, curvaturas e tensões internas que ele experimentará. No entanto, há uma complexidade adicional quando uma escada está conectada a metade da altura de um pilar. Neste cenário particular, o pilar fica praticamente restrito de se mover horizontalmente no

ponto de ligação à escada. Isso ocorre porque a escada, juntamente com a viga e a seção *BC* do pilar, formam um triângulo (indicado por linhas tracejadas na parte inferior da figura) que é muito rígido. Qualquer mudança na forma deste triângulo resultaria em uma alteração no comprimento dos seus componentes, algo que é impedido por causa da elevada rigidez axial dos elementos constituinte. Por conseguinte, o ponto *B* do pilar permanece praticamente na mesma localização horizontal em comparação com o ponto *C*. Isso faz com que o deslocamento δ seja principalmente acomodado pela deformação da seção *AB* do pilar *ABC*. Devido à altura reduzida da seção *AB*, em comparação com outros pilares, esta parte experimenta deformações ampliadas, um fenômeno causado pela presença da escada. Ilustra-se na Figura 7 uma situação real deste tipo, que teve péssimas consequências.



Figura 7. Colapso de um pilar devido à escada.

m

Para que o pilar no qual a escada descarrega não colapse, o seu dimensionamento tem de se focar em garantir ao mesmo ductilidade, portanto, esta característica merece uma atenção especial. Por esse motivo vai-se abordar em 2.4 o conceito de ductilidade mais aprofundadamente bem como fatores que a influenciam. Chama-se à atenção que será exposto o conceito de ductilidade local de determinado elemento (neste caso um pilar) e não a ductilidade da estrutura como um todo.

2.4. Ductilidade

A ductilidade de um membro da estrutura (ductilidade local) pode ser definida como a capacidade de este entrar em regime não linear sem que ocorra o colapso do mesmo, sendo expressa pelo deslocamento último, ou, ao nível duma secção pela curvatura última. Pode ser definida através da expressão seguinte:

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (1)$$

Em que:

μ_{ϕ} – ductilidade em curvatura;

ϕ_u – curvatura última;

ϕ_y – curvatura de cedência.

A questão que se coloca é, como se garante que os elementos e a estrutura em si, têm uma ductilidade aceitável. Para isso é preciso entender os fatores que a influenciam. Têm sido realizadas vastas campanhas de ensaios experimentais, cujos resultados traduzem e comprovam a influência de diversos parâmetros que serão discutidos de seguida.

A forma e a dimensão da secção transversal afetam diretamente a capacidade de deformação. Mantendo os mesmos momentos resistentes, a maior dimensão da secção no plano transversal reflete-se de forma inversa na curvatura de cedência e na curvatura última, ou seja, a capacidade de deformação das secções transversais varia de forma inversamente proporcional com a dimensão no plano de flexão, caso não haja variações significativas nas taxas e distribuição das armaduras de flexão e de confinamento.

A capacidade resistente dos materiais também impacta a ductilidade. Relativamente ao aço, a utilização de materiais de maior resistência permite aumentar a capacidade resistente dos elementos estruturais, permitindo com menores secções transversais resistir às mesmas forças aplicadas sobre a estrutura devidas às restantes ações que não a ação sísmica. Nesta perspetiva é de facto favorável utilizar aços com maior resistência de forma a manter as secções transversais tão reduzidas quanto possível. No entanto ao utilizar aço de maior resistência tende a ser-se conduzido a maiores forças de tração nas armaduras, com um aumento da profundidade da linha neutra para equilibrar essa força (sob ações de flexão). Esse aumento pode reduzir a capacidade de deformação da secção transversal. Em particular deve ser evitado a utilização de aços de grande resistência com betões de resistência reduzida. A opção inversa, betão muito resistente e aço pouco resistente não é demasiadamente negativa (e poderá eventualmente ser uma opção, aceitável em outras situações, atendendo aos problemas de fendilhação, que exigem geralmente tensões no aço relativamente reduzidas em condições de serviço), mas face ao objetivo de fornecer à estrutura uma boa capacidade de resistir a deslocamentos impostos, este critério conduz à conclusão de que é preferível utilizar aços de resistência mais elevada. No entanto a redução das dimensões das secções transversais não é o único critério a ter em conta, pois os aços de maiores resistências em geral são menos dúcteis. No caso do betão, um aumento da resistência torna-o mais frágil por a rotura passar a dar-se nos agregados e não na argamassa. Esta característica do betão acabar por ser pouco relevante, uma vez que o EC 2 só reduz a sua extensão última quando se trata de betão com resistência acima dos 55MPa. Desta forma o aumento de resistência do betão permite uma diminuição da profundidade da linha neutra, favorável ao aumento das curvaturas últimas e de cedência das secções transversais. No entanto esta conclusão para o betão simples não é diretamente extensível para betão confinado, pois a extensão última pode reduzir-se mais acentuadamente com o aumento da resistência do betão.

A distribuição da armadura de flexão e a relação entre armadura de compressão e de tração, também afeta a capacidade de deformação como constatou [8].

Apesar de ser pouco importante quantitativamente, a resistência do betão à tração também afeta a ductilidade já que as curvaturas poderão ser subestimadas caso se despreze essa resistência. No entanto considera-se aceitável desprezar esse efeito [8].

É conhecida a influência negativa do esforço normal de compressão na capacidade de deformação do betão armado. Tal acontece porque a compressão de um elemento provoca um aumento da zona comprimida das secções transversais, o que leva a extensões máximas de compressão maiores para uma dada curvatura. Isso fará com que a rotura da secção transversal ocorra a curvaturas menores.

A relação entre a tensão de rotura e a tensão de cedência das armaduras, σ_u/σ_y , influencia também a ductilidade de uma secção. Uma sobrerresistência elevada causa um acréscimo significativo da força de tração nas armaduras para que seja atingida a rotura, a qual vai induzir maiores tensões de compressão no betão causando, assim, uma redução da ductilidade da secção. Para além disso, o aumento da capacidade resistente de um elemento pode alterar o mecanismo de colapso. Uma sobrerresistência em flexão pode causar uma rotura por corte assim como o aumento da resistência de flexão das vigas que concorrem num nó de um pórtico pode obrigar à formação da rótula plástica no pilar, que poderá ser inconveniente. Por esta razão o EC 8 impõe, nas estruturas de média e alta ductilidade, um limite superior daquela relação de 1.3, isto é, $\sigma_u/\sigma_y \leq 1.3$.

O confinamento tem elevada importância uma vez que permite aumentar significativamente a ductilidade de uma peça de betão. Na Figura 8 pode observar-se um diagrama com relações constitutivas de betão confinado com cintas circulares, cintas retangulares e de betão não-confinado ilustrando qualitativamente as diferenças existentes [9].

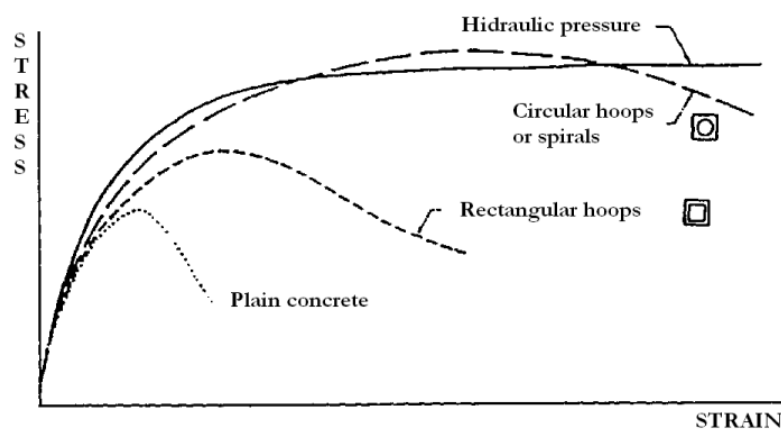


Figura 8. Relações constitutivas do betão confinado [9].

Quando um elemento de betão armado fica sujeito a esforço axial de compressão (maioritariamente os pilares), para além de um encurtamento longitudinal, sofre também uma expansão da secção transversal. As cintas vão impedir essa dilatação pois controlam as forças produzidas pela mesma, produzindo um estado de confinamento. A Figura 9

ajudar a perceber o funcionamento das cintas retangulares quer transversalmente, quer longitudinalmente, já que ambos os planos têm relevância para o grau de confinamento da peça.

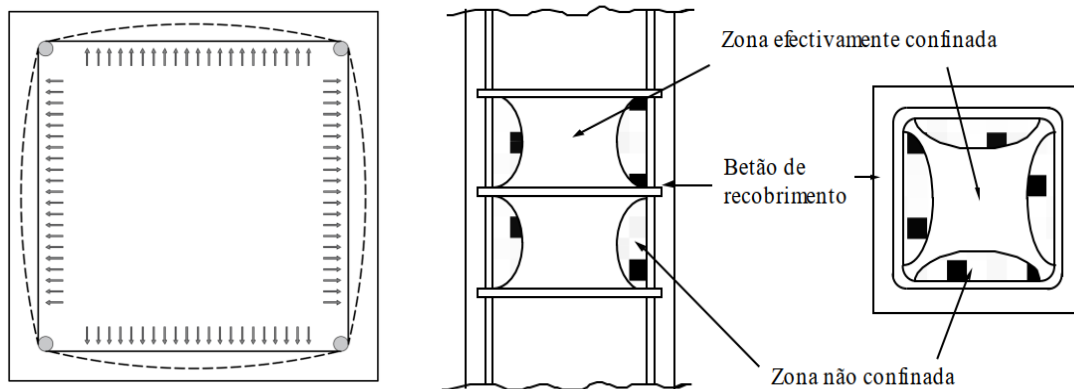


Figura 9. Mecanismo de cintagem adaptado de [10].

Devido às forças de expansão do betão centrífugas que surgem aquando da compressão, os ramos das cintas retas deformam por flexão, já que a sua rigidez de flexão é pequena comparativamente à rigidez axial, fazendo com que só uma parte do núcleo de betão tire partido do confinamento. Adicionalmente a este efeito transversal, existe o efeito longitudinal devido ao afastamento entre as cintas, como tal, a soma destes dois faz com que seja necessária uma pormenorização atenta e adequada de forma que o confinamento garantido à peça seja aquele que realmente é pretendido. Para ter em conta o que se acabou de descrever, o EC 8 estabelece o parâmetro eficácia de confinamento α que quantifica os efeitos de redução na direção longitudinal e na transversal.

Para desenvolver este trabalho vai-se ter em conta os vários fatores que influenciam a ductilidade do betão especialmente este último que se acabou de descrever. De seguida passa-se a explicar como vai ser estudado o comportamento dos pilares que têm escadas apoiadas a meia altura, quando estes são sujeitos a deslocamentos impostos.

2.5. Metodologia

Para se estudar a problemática apresentada vão ser dimensionadas e comparadas duas soluções. A primeira será baseada na prática corrente, em que se obtêm os esforços atuantes na estrutura através de uma análise elástica e se dimensionam os elementos de acordo com esses esforços. A segunda terá como objetivo garantir ductilidade dos pilares que suportam a escada a meio vão. Para isso vai-se considerar um edifício corrente e fazer a sua modelação através do programa SAP2000, por forma a obter os esforços aos quais estaria sujeito na ocorrência de um sismo.

Vai-se verificar em que piso os pilares estão sujeitos a maior momento fletor e esforço transversal, e usar a subestrutura pilares-viga-escadas (representada na Figura 10) desse piso como estudo de caso.

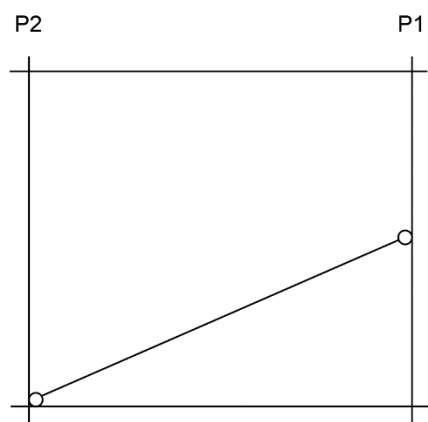


Figura 10. Subestrutura pilar-viga-escada.

Uma vez obtidas as duas soluções de dimensionamento referidas anteriormente, vai-se usar um programa de cálculo automático de análise não linear para introduzir a subestrutura com ambas as soluções. Será aplicado no topo do P1 um deslocamento crescente e uma força vertical constante em ambos os pilares. Esse deslocamento vai sendo incrementado até que se dê o colapso, e serão comparadas as duas soluções ao nível da capacidade de deformação.

3. ANÁLISE GLOBAL DO EDIFÍCIO E DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS

3.1. Introdução

Neste capítulo vai-se fazer uma descrição do processo de dimensionamento do edifício e da subestrutura representada na Figura 10, que será usada para fazer a análise não linear. Uma vez que se quer comparar o dimensionamento corrente de acordo com o que o regulamento prescreve, com uma solução focada em conferir ductilidade ao pilar no qual a escada apoia a meio vão, considerar-se-á um edifício habitacional corrente para que o trabalho aqui realizado tenha uma maior relação com a realidade. No entanto, para eliminar algumas variáveis e fazer um estudo o mais preciso do problema em questão, fazem-se algumas adaptações ligeiras e as mesmas serão enunciadas no decorrer do capítulo quando for oportuno.

3.2. Escolha da classe de ductilidade

O EC 8 possibilita a utilização de 3 classes de ductilidade que são a baixa (DCL), a média (DCM) e a alta (DCH). Simplificadamente a baixa ductilidade implica maiores forças sísmicas de cálculo, envolvendo uma menos complicada realização dos pormenores, enquanto a ductilidade média e alta consideram menores forças sísmicas combinadas com uma elevada qualidade de realização dos pormenores, envolvendo também métodos de cálculo mais complexos.

Quando se começou a fazer o dimensionamento dos elementos do pórtico que servirá como subestrutura para fazer a análise não linear, seguiu-se o EC 8 e as exigências do mesmo para uma estrutura de classe de ductilidade média. Como se constatou anteriormente, Portugal tem um risco sísmico considerável pelo que essa seria a abordagem mais indicada para um projetista seguir, e o EC recomenda que assim seja, mas não obriga. Uma vez que não existe essa obrigatoriedade, o dimensionamento será feito com classe de ductilidade baixa para dessa forma, evidenciar as deficiências do regulamento no que toca a garantir ductilidade à estrutura.

3.2.1. Imposições da classe de ductilidade baixa

Para a classe de ductilidade baixa, à exceção de restrições relativas aos materiais, o EC 8 quase não define exigências diferentes das que o EC 2 propõe para dimensionamento e pormenorização de estruturas fora das zonas sísmicas. Há apenas um nível de exigência mínimo de ductilidade do aço portanto, quando se trata de uma zona sísmica é preciso usar aço com alguma ductilidade. No Quadro C.1 do EC 2 (EN 1992-1-1:2004) são apresentadas as propriedades das armaduras que são compatíveis com a norma, e no ponto 5.2.3. do EC 8 parte 1 refere-se que para elementos sísmicos primários devem ser usados aços da classe B ou C, e que cumpram as características apresentadas no Quadro C.1. Vale a pena acrescentar que os elementos sísmicos primários são os elementos estruturais que fazem parte do sistema resistente à ação sísmica e que são modelados e dimensionados de acordo com as regras do EC 8.

Estes elementos devem ter ductilidade e resistência adequadas para suportar as forças e deformações sísmicas. Os elementos sísmicos secundários são os elementos estruturais que não fazem parte do sistema resistente à ação sísmica e cuja rigidez e resistência às ações sísmicas são desprezadas. Estes elementos devem manter a sua capacidade de suporte das cargas gravíticas na situação de projeto sísmica. A distinção entre estes 2 tipos de elementos tem como objetivo simplificar a análise e o projeto das estruturas em zonas sísmicas.

Atualmente, o aço mais usado em Portugal e que se vai considerar para o dimensionamento é o A500, que tem uma extensão última de 9.77% e portanto cumpre as características exigidas.

Este valor para a extensão última foi calculado com a expressão proposta por [11] que se encontra enunciada abaixo, usando a tensão de cedência (σ_y) média.

$$\varepsilon = 23.8 - 0.0244\sigma_y \quad (2)$$

3.3. Combinações

No cálculo de esforços atuantes e outras variáveis que descrevem efeitos na estrutura, devem considerar-se todas as combinações previstas no regulamento, mas para este caso, a maior relevância está na combinação fundamental e na combinação sísmica. Essas duas combinações são definidas da seguinte forma:

Combinações de ações para situações de projeto persistentes ou transitórias (combinações fundamentais):

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i \geq 1 \quad (3)$$

Em que:

$\gamma_{G,j}$ - coeficiente parcial relativo às ações permanentes, que também cobre incertezas de modelação e desvios nas dimensões;

γ_P - coeficiente parcial relativo a ações de pré-esforço

$\gamma_{Q,i}$ - coeficiente parcial relativo à ação variável i ;

$\psi_{0,i}$ - coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável.

Combinações de ações para situações de projeto sísmicas:

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j}'' + P'' + A_{Ed}'' + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i \geq 1 \quad (4)$$

Em que:

$G_{k,j}$ - valor característico da ação permanente j ;

P - valor representativo de uma acção de pré-esforço;

A_{Ed} - valor de cálculo de uma acção sísmica;

$\psi_{2,i}$ - coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma acção variável;

$Q_{k,i}$ - valor característico da acção variável acompanhante i .

3.4. Dimensionamento do Edifício com Escadas

3.4.1. Descrição do Edifício

O edifício corresponde a um sistema porticado constituído por 10 pisos elevados, sendo que o piso 0 tem uma área de 645 m² e os restantes têm 297 m². Tal como a área, o pé-direito também é superior no piso 0 tendo 4 m neste, e 3 m em todos os outros. A planta e o alçado estão representados na Figura 11.

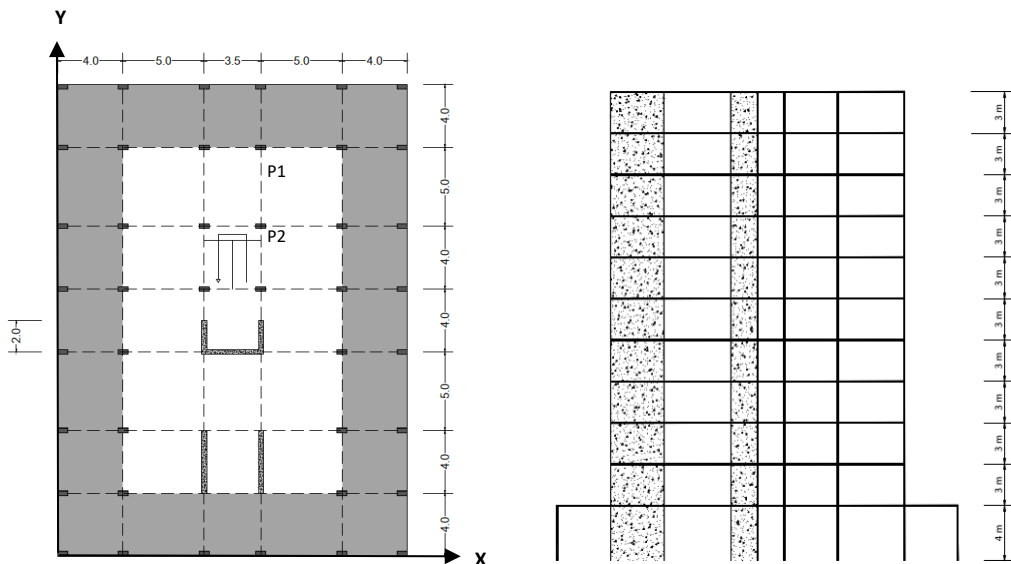


Figura 11. Planta e alçado do edifício.

Caraterísticas construtivas consideradas:

- Pilares – secção de 30x60 cm;
- Vigas – secção de 30x45 cm;
- Laje – 25 cm de espessura;
- Lajes de escada – 15 cm de espessura;
- Sobrecarga – 2.5 kN/m²;
- Restantes cargas permanentes (RCP) – 1.0 kN/m²

Os materiais usados:

- Aço A500
- Betão C30/37

Para efeitos do dimensionamento de acordo com o EC 8, as propriedades desta classe de betão foram retiradas do EC 2 que regula a utilização do mesmo, sendo que o coeficiente de Poisson em situações correntes é de $\nu=0,2$ e o valor do módulo de elasticidade é de 33 GPa. Como previsto no EC 8 o módulo de elasticidade deverá ser reduzido a metade do seu valor para o efeito de fendilhação no modelo [6]. Dado que se está a considerar ductilidade baixa adota-se um coeficiente de comportamento $q=1.5$. Considera-se um solo de classe B e que a localização do edifício é em Lisboa.

Para proceder à modelação utilizou-se o SAP2000 e na Figura 12 ilustra-se o modelo 3D.

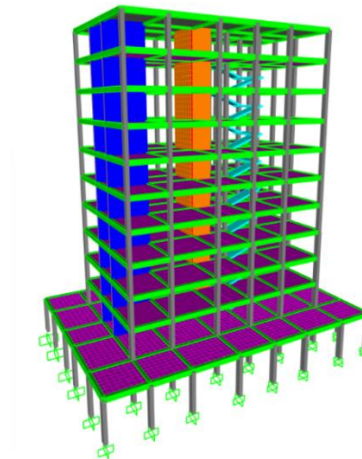


Figura 12. Edifício modelado utilizando o SAP2000.

Definiu-se no programa de cálculo o espectro de resposta bem como as combinações de ações e observou-se quando se faz a envolvente das combinações explicadas em 3.3 que, nos pilares em que a escada apoia a meia altura, os maiores esforços ocorrem nos pilares na direção Y. É conveniente explicar que apesar de ser a direção de menor

inércia do pilar, os maiores esforços podem de facto dar-se devido a diferentes deslocamentos entre pisos, na direção X e Y. Considere-se a Figura 13, que representa de forma simplificada o comportamento de um pilar com as rotações impedidas nas extremidades quando lhe é imposto um deslocamento.

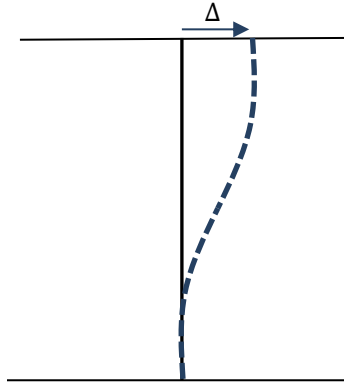


Figura 13. Simplificação de um pilar sujeito a um deslocamento.

Devido ao deslocamento Δ , o momento a que surge no pilar é dado por

$$M = \frac{6EI}{L^2} \cdot \Delta \quad (5)$$

L representa o comprimento do pilar sendo reduzido para metade quando uma escada apoia a meio da sua altura. Portanto para o mesmo pilar, pode-se ter um comprimento L se o deslocamento for na direção em que a escada não restringe o movimento, ou $L/2$ se o deslocamento for no plano da escada. Uma vez que os pilares têm uma secção de 30x60 cm a sua inércia também é influenciada pela direção que se está a considerar, e se o plano de menor inércia coincidir com o plano em que se tem $L/2$, não dá para concluir qualitativamente em que direção se dão os maiores esforços. Assumindo o referencial representado na Figura 11 tem-se os seguintes valores de inércia

$$I_{YY} = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.60 \times 0.30^3}{12} = 0.00135 \text{ m}^4$$

$$I_{XX} = \frac{b^3h}{12} = \frac{0.60^3 \times 0.30}{12} = 0.0054 \text{ m}^4$$

Estando a escada a restringir o deslocamento na direção Y (que corresponde à menor direção de menor inércia do pilar), vai-se considerar $L=3$ m nessa direção, e $L=1.5$ m na direção X. Chega-se aos seguintes valores de momento

$$M_Y = \frac{6EI_{YY}}{L^2} \cdot \Delta_Y = \frac{6 \times 0.00135}{1.5^2} \cdot E\Delta_Y = 0.0036 \cdot E\Delta_Y$$

$$M_x = \frac{6EI_{xx}}{L^2} \cdot \Delta_x = \frac{6 \times 0.0054}{3.0^2} \cdot E\Delta_x = 0.0036 \cdot E\Delta_x$$

Para este caso concreto obtém-se o mesmo coeficiente 0.0036 nas duas direções ficando a diferença de momento dependente do deslocamento Δ . Observou-se que os maiores esforços (à exceção do esforço axial) se dão nos pilares do 3º para o 4º piso (devido a estes acomodarem o maior deslocamentos entre pisos), portanto serão esses que vão corresponder à subestrutura a dimensionar, como explicitado na Figura 14.

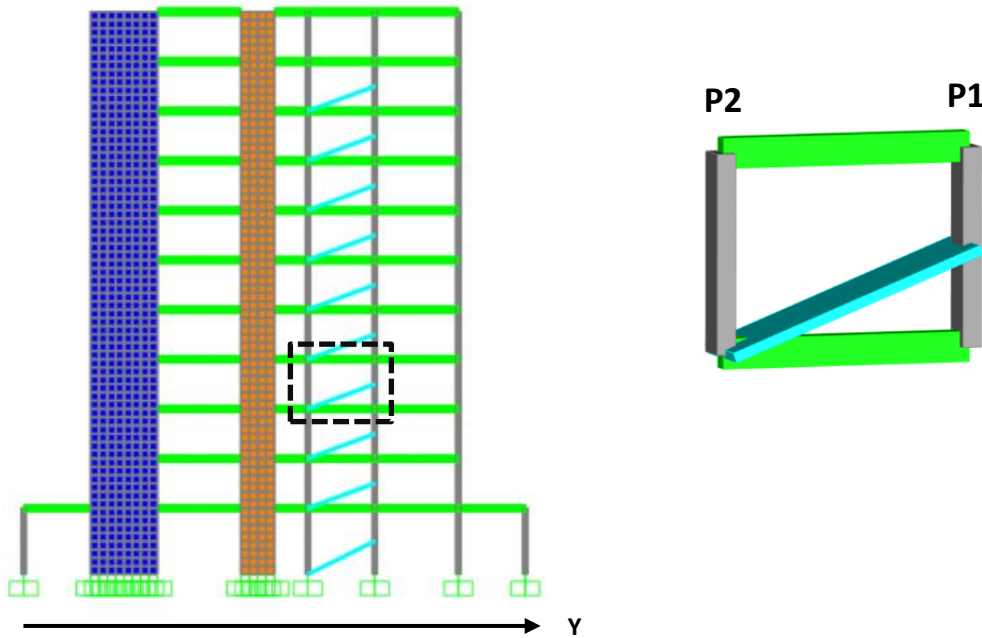


Figura 14. Localização da subestrutura a analisar no edifício.

3.4.2. Dimensionamento dos pilares

Para proceder ao dimensionamento dos pilares vai-se começar por analisar o momento fletor e calcular a armadura de flexão necessária, e de seguida o esforço transversal e a armadura para resistir ao mesmo. Uma questão importante de ser referida é que, apesar de só se apresentarem os momentos que surgem no plano da subestrutura considerada, foram também verificados os momentos na direção perpendicular e foram tidos em conta aquando da escolha da armadura de flexão. Fez-se a análise considerando sismo tipo 1 e sismo tipo 2 e verificou-se que o primeiro é o mais gravoso, pelo que serão considerados os esforços associados ao sismo tipo 1. Note-se pela Figura 14 que o pilar P1 é o da direita tendo a escada apoiada a meia altura e o pilar P2 é o da esquerda. Está é a designação que lhes será atribuída no decorrer do trabalho. Importa referir que os esforços apresentados no decorrer deste capítulo foram obtidos considerando a envolvente das combinações apresentadas em 3.3.

3.4.2.1. P1

Começou-se por comparar a esbelteza do pilar com a esbelteza limite para perceber se seria necessário ter em conta os efeitos de segunda ordem. Para calcular a esbelteza limite utilizou-se a equação (6) presente no EC 2 e obteve-se um valor menor do que a esbelteza do pilar, pelo que não será necessário considerar os efeitos de 2ª ordem. Para o cálculo da esbelteza do P1 considerou-se que este tem 1.5m de altura em vez de 3.0m, por ter a escada apoiada a meia altura.

$$\lambda_{lim} = 20ABC/\sqrt{n} \quad (6)$$

Em que:

$$A = 1/(1 + 0,2\varphi_{ef}) ;$$

$$B = \sqrt{1 + 2\omega};$$

$$C = 1,7 - r_m$$

φ_{ef} – coeficiente de fluência efetivo;

$\omega = A_s f_{yd}/(A_c f_{cd})$ – taxa mecânica de armadura;

A_s – área total da secção das armaduras longitudinais;

$\eta = N_{Ed}/(A_c f_{cd})$ – esforço normal reduzido;

$r_m = M_{01}/M_{02}$ – quociente de momentos;

M_{01}, M_{02} – momentos de primeira ordem nas extremidades, $|M_{02}| \geq |M_{01}|$

Para pilar no qual a escada descarrega a meia altura (chamado P1) obtém-se o seguinte diagrama de momento fletor com o máximo de 334 kNm.

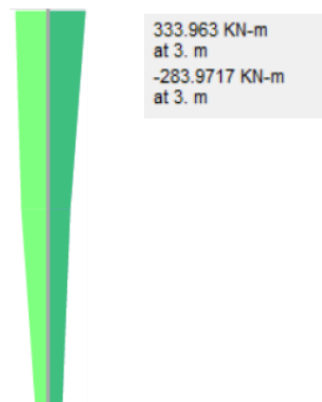


Figura 15. Momento fletor atuante no P1

Devido à geometria da planta do edifício o P1 está sujeito a um maior esforço axial do que o P2. Essa diferença é uma variável que introduz entropia por afetar a ductilidade do pilar, portanto considerou-se um valor igual de esforço axial para ambos os pilares de 1727 kN, que corresponde à média entre eles.

Assim, com os esforços obtidos, chega-se aos seguintes valores de esforço normal reduzido ν e momento fletor reduzido μ .

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{bh^2 f_{cd}} = 0.31 \quad (7)$$

$$\nu = \frac{N_{Ed}}{bh f_{cd}} = 0.48 \quad (8)$$

Obtém-se então, uma percentagem mecânica de armadura ω de 0.56. Este valor permite calcular a área de armadura de flexão necessária através da equação abaixo.

$$A_s = \omega b h \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 46.3 \text{ cm}^2 \quad (9)$$

Para a área de armadura de flexão que se obteve, optou-se por uma configuração de varões que é apresentada na Figura 16, totalizando uma área de 55.37 cm².

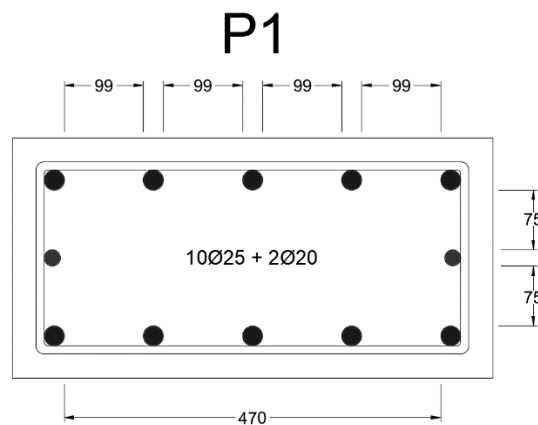


Figura 16. Armadura longitudinal do P1

No que diz respeito ao esforço transversal atuante no P1 obtém-se um valor máximo de 377 kN como representado no diagrama abaixo.

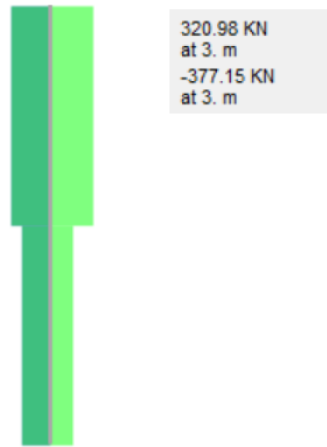


Figura 17. Esforço transversal atuante no P1

Segundo o regulamento o valor de cálculo do esforço transversal resistente, V_{Rd} , é o menor dos valores:

$$V_{Rd,máx} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (10)$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{yd} \cot \theta \quad (11)$$

Em que

$$f_{cd} = 20 \text{ MPa}; f_{ck} = 30 \text{ MPa};$$

$$v_1 = 0.6 \left[\frac{f_{ck}}{250} \right] = 0.528$$

$$\alpha_{cw} = 1 \text{ (trata-se de uma estrutura não pré-esforçada)}$$

$$z = 0.9d = 0.225\text{m}$$

$$b_w = 0.6\text{m (largura da secção)}$$

$$\theta = \text{ângulo entre o eixo da peça e a direção das bielas comprimidas}$$

$V_{Rd,máx}$ é uma verificação da compressão diagonal, não dependendo da quantidade de armadura e constitui um limite máximo. Começa-se por assumir $\cot \theta = 2.5$, querendo isso dizer que se está a optar pelo ângulo que mais dá participação ao betão na resistência ao corte e portanto, leva a menor armadura transversal. Obtém-se um valor de $V_{Rd,máx}$ de 491 kN, que é maior que o esforço transversal atuante, ou seja, não é preciso alterar o valor de $\cot \theta$. Vai-se então determinar a armadura de esforço transversal necessária considerando $\cot \theta = 2.5$. Resolvendo a equação (11) tem-se:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{cálculo} = \frac{V_{Ed}}{z f_{yd} \cot \theta} = \frac{377}{0.225 \times 43.5 \times 2.5} = 15.03 \text{ cm}^2/m$$

Para satisfazer a armadura exigida vai-se optar por colocar varões $\phi 12$ espaçados 15 centímetros entre si (15.08 cm²), como se ilustra na Figura 18.

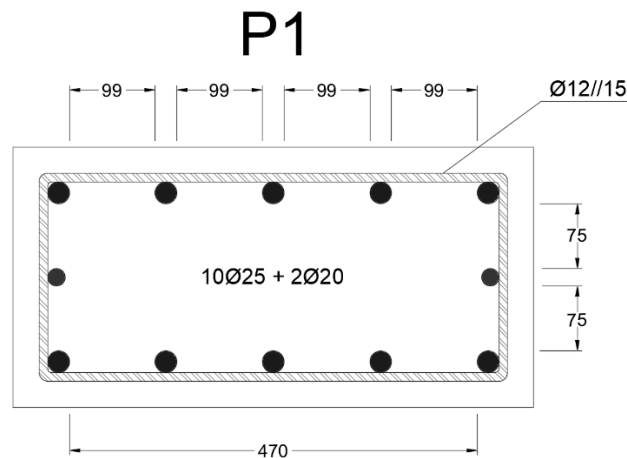


Figura 18. Armadura longitudinal e transversal do P1.

É preciso tecer algumas considerações em relação às armaduras que se acabaram de definir. No que toca a amarrações, presume-se que estão bem feitas e cumprem as exigências do regulamento, e quanto aos empalmes, estes não devem ser feitos nas zonas de rótulas plásticas. O EC 2 impõe algumas regras quer para a armadura longitudinal quer para a armadura transversal, que devem ser cumpridas. Para a armadura longitudinal determina uma área mínima e máxima e um espaçamento mínimo entre varões. Ambos os critérios são cumpridos. Para a armadura transversal exige um diâmetro mínimo e um espaçamento máximo entre cintas. Esse espaçamento máximo entre cintas sofre uma redução de 40% nas secções localizadas a uma distância não superior à maior dimensão da secção transversal do pilar acima ou abaixo de uma viga ou laje. Todos os critérios são cumpridos.

Uma vez dimensionado e pormenorizado o P1, vai-se fazer o mesmo processo para o P2.

3.4.2.2. P2

Para evitar repetir considerações que já foram referidas em 3.4.2.1, e que se aplicam ao dimensionamento do P2 de igual forma, vai-se descrever o processo de forma mais sintética. Tal como o P1, no caso do P2 também não será necessário ter em conta os efeitos de 2ª ordem.

Tem o mesmo esforço normal que o P1 (1727 kN), tendo também o mesmo esforço normal reduzido (0.48), e um diagrama de momento fletor que se encontra representado na Figura 19. O momento máximo a que o P2 está sujeito é de aproximadamente 153 kNm e resulta no momento fletor reduzido de 0.14.

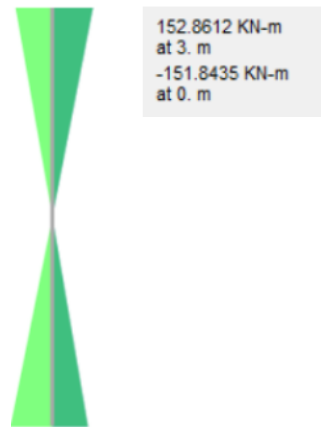


Figura 19. Momento fletor atuante no P2

Obtém-se uma taxa de armadura mecânica de 0.12 o que leva a uma armadura longitudinal de 10 cm². A disposição das armaduras encontra-se representada abaixo com uma armadura total de 14.32 cm².

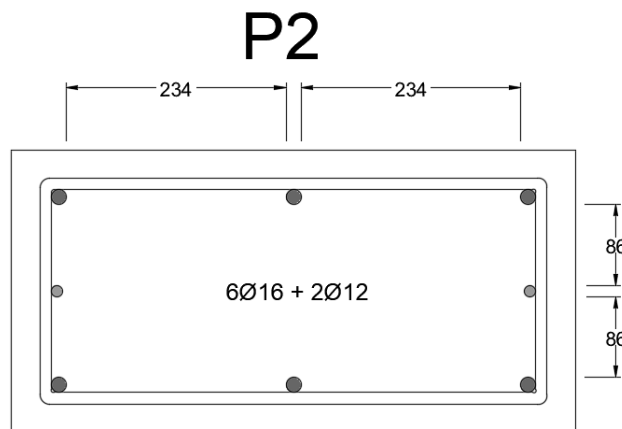


Figura 20. Armadura longitudinal do P2

As considerações de cumprimento das exigências do regulamento feitas em 3.4.2.1 são igualmente válidas para o P2, e este está de acordo com as mesmas.

O esforço transversal ao qual o P2 está sujeito é significativamente menor que o P1, sendo a armadura transversal também menor. Obtém-se uma um esforço transversal máximo de sensivelmente 102kN e uma armadura de 4.17 cm²/m, como se pode ver apresentado abaixo.

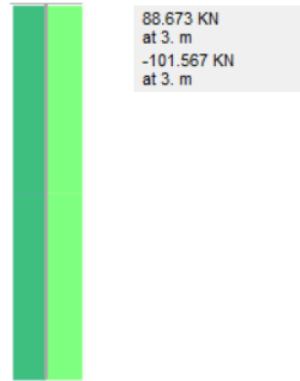


Figura 21. Esforço transversal atuante no P2.

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{cálculo} = \frac{102}{0.225 \times 43.5 \times 2.5} = 4.17 \text{ cm}^2/m$$

Opta-se então por adotar varões ϕ 10 espaçados de 17.5 cm perfazendo $4.49 \text{ cm}^2/m$, como representado na Figura 22.

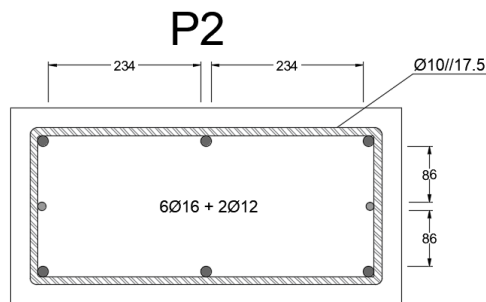


Figura 22. Armadura longitudinal e transversal do P2.

Como referido no final de 3.4.2.1, nas secções localizadas a uma distância não superior à maior dimensão da secção transversal do pilar acima ou abaixo de uma viga ou laje, o espaçamento máximo entre cintas deverá ser reduzido por um fator igual a 0.6. Embora para o P1 esta imposição não tenha relevância prática por as cintas já estarem suficientemente próximas, no caso do P2 será necessário reduzir a distâncias entre elas a fim de cumprir este critério. Sendo a maior dimensão da secção do pilar 0.6 m, será nesse comprimento do pilar que vai ser redefinido o espaçamento da armadura transversal. A redução será feita na base e na extremidade superior do pilar, por ambas as partes estarem ligas a uma viga. Para determinar o espaçamento máximo entre cintas o EC 2 impõe o seguinte

$$s_{cl,máx} = \min\{15 \phi_{long,min}; b_c; 300\} \text{ mm} \quad (12)$$

Em que:

$s_{cl,m\acute{a}x}$ – espaçamento máximo das armaduras transversais;

$\phi_{long,min}$ – diâmetro mínimo dos varões longitudinais;

b_c – menor dimensão do pilar;

$$s_{cl,m\acute{a}x} = \min\{15 \times 12; 300; 300\} \text{ mm} = 180 \text{ mm}$$

Este valor de 180 mm tem de sofrer a redução já referida de 40%, para se determinar o espaçamento máximo a que as cintas podem estar perto da ligação do pilar às vigas, passando assim a um espaçamento máximo de 108 mm. Dessa forma, no comprimento de 0.6 m iniciais e finais do pilar vai-se adotar um espaçamento de 10 cm como representado na Figura 23.

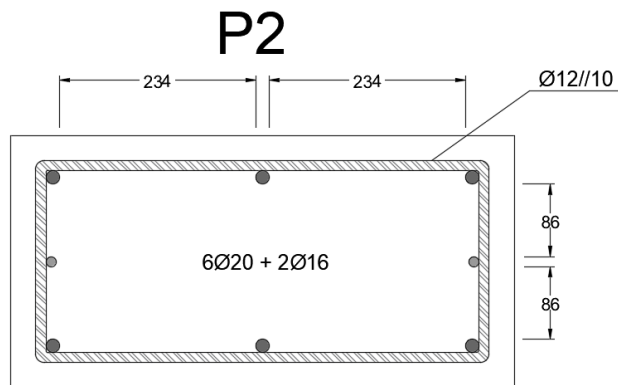


Figura 23. Armadura longitudinal e transversal do P2 para zonas críticas.

3.4.3. Dimensionamento da viga

A subestrutura que se considerou tem duas vigas, uma superior e uma inferior. A que está sujeita a maiores esforços é a viga superior, portanto será para essa que se vai fazer o dimensionamento e adotar-se-á a mesma armadura para a inferior. Na realidade, no edifício, não há diferença entre as duas vigas, porque no edifício, abaixo da subestrutura analisada existe outra igual, cuja viga superior é a viga inferior da subestrutura que se analisou.

Os diagramas de momento fletor atuantes na viga são os que se apresentam nas Figura 24 e Figura 25 para a combinação sísmica e combinação fundamental respetivamente. Para a combinação sísmica tem-se um momento máximo positivo de 27.45 kNm e um momento máximo negativo de 41 kNm. Vai-se dimensionar a armadura positiva e negativa nas extremidades de acordo com esses valores. Para a armadura de meio vão vai-se ter em conta o momento oriundo da combinação fundamental.



Figura 24. Momento atuante na viga para a combinação sísmica.



Figura 25. Momento fletor atuante na viga para a combinação fundamental.

A área de armadura necessária é calculada abaixo. Para isso vai-se determinar o valor de μ , de seguida calcula-se ω e por fim calcula-se a área de armadura longitudinal A_s . Para tal utilizam-se as expressões apresentadas abaixo.

$$\mu_{Rd} = \frac{M_{Ed}}{bd^2 f_{cd}} \quad (13)$$

$$\omega = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.42\mu}}{1.21} \quad (14)$$

$$A_s = \omega bd \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (15)$$

Chega-se então às áreas de armaduras apresentadas abaixo na Tabela 2.

Tabela 2. Armadura de flexão na viga.

		μ	ω	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$
Apoio	A_s Positiva	0.0292	0.0293	1.62
	A_s Negativa	0.0427	0.0447	2.47
Meio Vão	A_s Positiva	0.0114	0.0115	0.63
	A_s Negativa	-	-	-

Estas armaduras são bastante baixas, inclusive, só a armadura negativa no apoio é que cumpre a armadura mínima (1.81 cm^2) determinada no EC 2 expressa pela equação (16).

$$A_{s,min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \quad \text{mas não inferior a } 0.0013 b_t d \quad (16)$$

em que:

b_t – largura média da zona tracionada;

d – altura útil;

Como armadura negativa adotaram-se 3 varões $\phi 12$, e estenderam-se em todo o comprimento da viga, o que resulta em 3.39 cm^2 . No que toca à armadura positiva optou-se por colocar os mesmos 3 varões $\phi 12$ contribuindo assim para a ductilidade da viga (por se ter a mesma armadura superior e inferior), embora para garantir a armadura mínima fossem precisos apenas $2\phi 12$. A ausência de dispensa de armadura será justificada em 4.5. Nesse subcapítulo serão também apresentadas as dificuldades que surgiram com a viga que acabou de ser dimensionada. Tem-se assim a configuração de armaduras apresentada na Figura 26.

Viga Completa

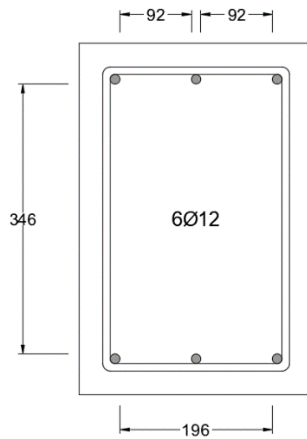


Figura 26. Armadura de flexão da viga.

O esforço transversal atuante na viga é o representado na Figura 27. Para o cálculo da armadura necessária vai-se assumir arbitrariamente $\cot \theta = 1$ pois isso conduz a maior armadura transversal. Neste caso opta-se por essa solução para contribuir para a ductilidade da viga de forma que não seja ela o elemento condicionante.



Figura 27. Esforço transverso atuante na viga.

Não se considera o esforço transverso máximo, mas sim à distância de $z \cdot \cot \theta$ do apoio, que neste caso representa o esforço transverso a 0.36m do apoio. Esse valor é de 41kN e o cálculo da área de armadura encontra-se abaixo.

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\text{cálculo}} = \frac{V_{Ed}}{z f_{yd} \cot \theta} = \frac{41}{0.225 \times 43.5 \times 2.5} = 2.62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Tendo em conta o valor a que se chegou, vai-se adotar estribos de 10 com um espaçamento de 25 cm entre si em toda a extensão da viga, o que resulta em $3.14 \text{ cm}^2/\text{m}$.

A configuração de armadura longitudinal e transversal da viga está representada na Figura 28.

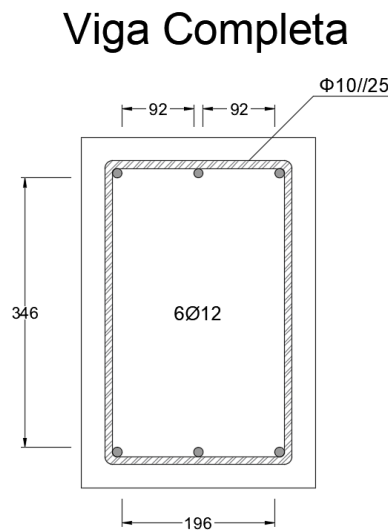


Figura 28. Armadura longitudinal e transversal da viga.

3.4.4. Dimensionamento do P1 com confinamento

Anteriormente fez-se o dimensionamento dos pilares e da viga de acordo com o regulamento tendo em conta algumas nuances que se foram referindo ao logo do capítulo. Agora será feito o dimensionamento do P1 com um nível de confinamento aumentado de forma a dotar o pilar de uma melhor ductilidade do que somente aquela que o regulamento exige, para posteriormente se compararem as duas soluções. Quanto à armadura longitudinal, dado que o que o pilar precisa é ductilidade para resistir ao deslocamento imposto, teoricamente não precisaria de resistir a um momento superior ao pilar P2, no entanto, a diminuição da armadura de flexão implica uma redução da rigidez

do pilar. Essa redução de rigidez resultaria num aumento de exigência da ductilidade porque as deformações do pilar em relação à viga aumentariam, e possibilitaria que as rotações nas extremidades passassem a ser controladas pela viga. Na Figura 29 [8] comparam-se os diagramas momento-curvatura com diferentes áreas de armadura (A_a) para a mesma secção, e pode-se observar a influência que a quantidade de armadura de flexão tem na rigidez, principalmente após a fendilhação do betão.

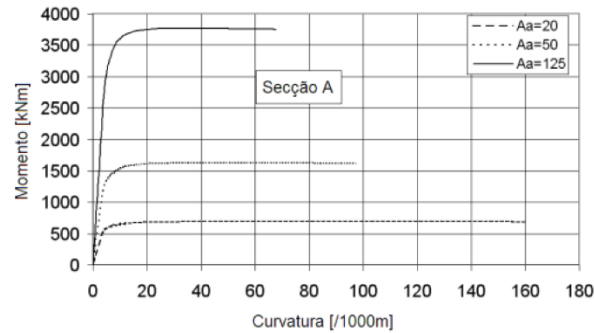


Figura 29. Diagramas momento-curvatura para a mesma secção com diferentes áreas de armadura de flexão.

Neste caso em particular, até faria sentido diminuir a armadura longitudinal do pilar, pois como se vai constatar adiante em 4.5, a viga precisou de ser reforçada por ser significativamente fraca em relação ao P1.

Tendo em vista o melhorado nível de confinamento que se quer garantir adota-se a seguinte disposição de armaduras que cumpre as exigências do EC 8, como se vai demonstrar abaixo.

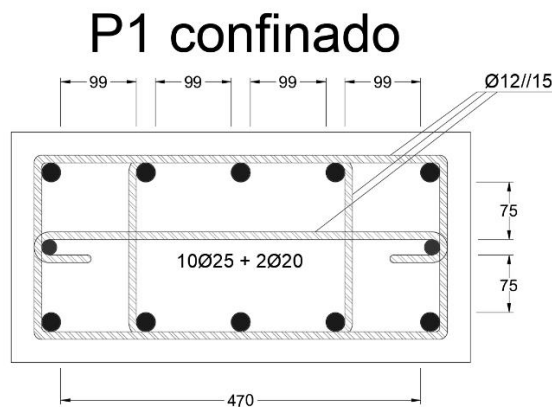


Figura 30. Armadura longitudinal e transversal do P1 confinado.

O EC 8 prescreve a seguinte condição no que toca a armadura de confinamento dos pilares do piso inferior.

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} \nu_d \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0.035 \quad (17)$$

Em que:

ω_{wd} – taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas; o valor correspondente às armaduras colocadas é:

$$\left[\omega_{wd} = \frac{\text{volume das cintas}}{\text{volume de betão}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right] = 0.397 \quad (18)$$

μ_ϕ – valor necessário do fator de ductilidade em curvatura;

$$\mu_\phi = 2q_0 - 1 \quad (19)$$

$$\mu_\phi = 2 \times 3 - 1 = 5$$

v_d – esforço normal reduzido de cálculo [equação (8)];

$\varepsilon_{sy,d}$ – valor de cálculo da extensão de cedência à tração do aço (2.18 ‰);

b_c – largura bruta da secção transversal (0.6 m);

b_0 – largura do núcleo confinado (em relação ao eixo das cintas) (0.53 m);

α – coeficiente de eficácia do confinamento, igual a $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$

para secções retangulares:

$$\alpha_n = 1 - \frac{\sum_n b_i^2}{6b_0h_0} = 1 - \frac{4 \times 98.75^2 + 2 \times 222.5^2 + 4 \times 75^2}{6 \times 530 \times 230} = 0.781 \quad (20)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{b_0}\right) \left(1 - \frac{s}{h_0}\right) = \left(1 - \frac{150}{2 \times 530}\right) \times \left(1 - \frac{150}{2 \times 230}\right) = 0.5785 \quad (21)$$

Em que:

n – número total de varões longitudinais abraçados lateralmente por cintas ou por ganchos;

b_i – distância entre varões consecutivos abraçados;

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 0.781 \times 0.5785 = 0.452 \quad (22)$$

Resolvendo a equação (17) tem-se

$$\alpha\omega_{wd} = 0.452 \times 0.397 = 0.179$$

$$30\mu_{\phi}\nu_d\varepsilon_{sy,d}\frac{b_c}{b_0} - 0.035 = 0.1427$$

$$0.179 \geq 0.1427$$

Estando assim a ir mais longe do que o exigido pelo EC 8, pois está-se a aplicar este valor num pilar acima da base.

Para se demonstrar como estas alterações ajudam a melhorar a eficácia de confinamento vai-se comparar esta configuração com a apresentada no subcapítulo anterior. Tendo em conta que a distância entre cintas na direção longitudinal do pilar se manteve igual e portanto o α_s também, apenas se vai calcular α_n , que é quociente entre a área efetivamente confinada e a área no interior das cintas (medida a eixo das cintas) no plano horizontal que contém as cintas.

Para o P1 dimensionado tradicionalmente tem-se

$$\alpha_n = 1 - \frac{2 \times 470^2 + 2 \times 170^2}{6 \times 230 \times 530} = 0.3169$$

O que resulta numa eficácia de confinamento de

$$\alpha = 0.3169 \times 0.5785 = 0.183$$

Uma vez que para o P1 bem confinado se tem $\alpha=0.452$, esta nova disposição de armadura garante-se uma eficácia de confinamento de mais do dobro, do que na disposição dimensionada anteriormente, o que acresce à maior quantidade de armadura de confinamento, resultando num nível de confinamento superior.

O EC 8 impõe um conjunto de outras condições ao longo do artº 5.4.3.2, que se tiveram em consideração e garantiu-se que são verificadas. Dessas, importa salientar a distância máxima admitida entre cintas nas zonas críticas, pois implica uma proximidade maior dos que os 15 cm expostos na Figura 32.

O comprimento da zona crítica é dado por

$$l_{cr} = \max\left\{h_c; \frac{l_{cl}}{6}; 0.45\right\} \quad (23)$$

Em que

h_c – maior dimensão da secção transversal do pilar (em metros);

l_{cl} – comprimento do pilar (em metros);

Da equação (23) resulta que o comprimento da zona crítica é de 0.6 m. Nessa extensão no pilar perto das ligações às vigas será aplicado o espaçamento máximo entre cintas dado pela equação (24).

$$s = \min \left\{ b_0/2; 175; 8d_{bL} \right\} \quad (24)$$

Em que

b_0 – dimensão mínima (em milímetros) do núcleo de betão (em relação ao eixo das cintas);

d_{bL} – diâmetro mínimo dos varões longitudinais (em milímetros);

Obtém-se assim um valor para s de 115 mm, que leva a que se adote um espaçamento entre cintas de 10 cm, ao longo do comprimento da zona crítica, como exposto na Figura 31.

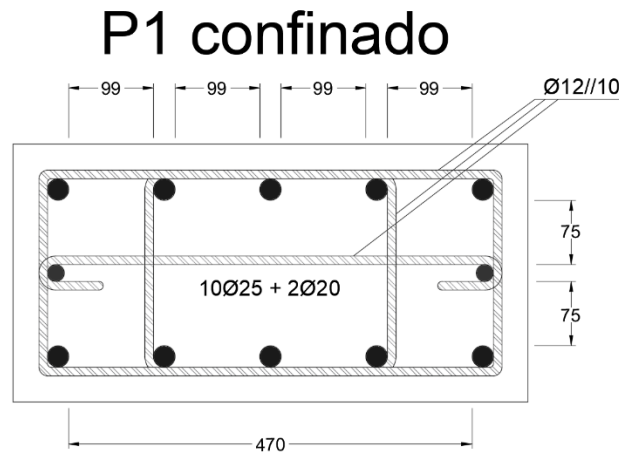


Figura 31. Armadura longitudinal e transversal do P1 confinado para zonas críticas.

Tem-se então uma solução dimensionada de acordo com aquilo que o regulamento permite e tem-se outra, em que foi dada ênfase à capacidade de deformação do pilar. Quer-se estudar a diferença de comportamento entre ambas e perceber de que forma as escadas podem afetar a segurança dos pilares quando descarregam a meia altura dos mesmos. Para tal será feita uma análise não linear.

No decorrer deste trabalho a solução para o P1 que acabou de dimensionar será chamada de “P1 com confinamento”, e a solução dimensionada anteriormente em 3.4.2.1 será chamada de “P1 sem confinamento”. Essa nomenclatura apesar de não ser precisa será usada para facilitar a linguagem quando se quer referir a um caso ou ao outro.

4. ANÁLISE NÃO LINEAR DA SUBESTRUTURA

4.1. Introdução

O dimensionamento dos pilares e vigas, feito no capítulo anterior, teve em conta os esforços obtidos através de uma análise linear elástica, que assume uma rigidez constante dos materiais. Neste capítulo vai-se realizar uma análise em que se tem em conta a não linearidade do comportamento dos materiais, e perceber como a ductilidade do pilar e da estrutura melhoram o comportamento deste na presença da escada. Este tipo de análise é necessário porque a análise da ductilidade e da capacidade de deformação, em estruturas e elementos dúcteis, é intrinsecamente não linear dado que é necessário analisar o que se passa para lá da cedência dos materiais.

4.2. Conceito básico de uma análise não linear

Para se explicar melhor o que se referiu, vai-se recorrer a um sistema com um grau de liberdade ilustrado na Figura 32.

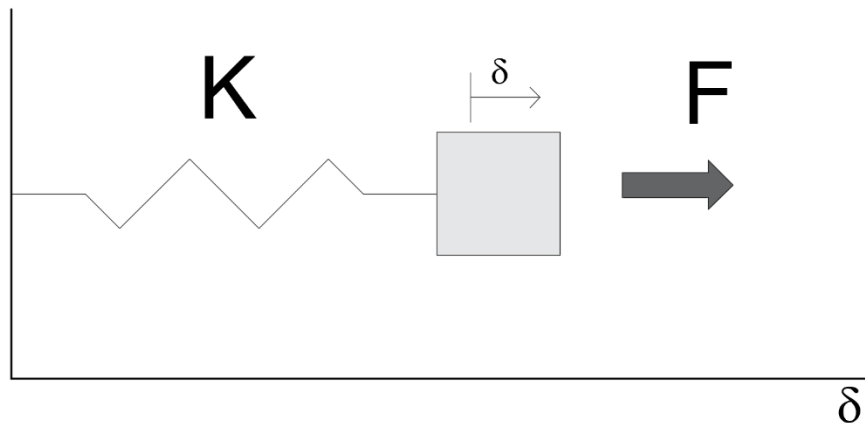


Figura 32. Sistema com um grau de liberdade.

Quando a rigidez da mola (K) é constante, a força (F) e o deslocamento (δ) relacionam-se de acordo com a equação (25). Para essa situação, K é independente do nível de deslocamento e representa o regime elástico.

$$F = K \cdot \delta \quad (25)$$

Como tal, se temos uma determinada força a atuar e queremos saber o deslocamento que essa força provoca, é só resolver a equação anterior em ordem a δ e obtém-se o seguinte.

$$\delta = \frac{F}{K} \quad (26)$$

Mas quando não se está em regime elástico não é possível adotar o mesmo processo matemático para descobrir o deslocamento pois, a rigidez é função do mesmo.

$$K = K(\delta) \quad (27)$$

A equação (26) continua válida mas apenas para a situação de equilíbrio, que por sua vez ainda não é conhecida. A função (27) embora possa não ter uma definição explícita assume-se determinável, logo, ao se saber o deslocamento pode-se calcular a força, mas não o contrário. Assim sendo, é preciso usar um processo iterativo que vai descrever a curva força-deslocamento. Para ilustrar isso vai-se usar a Figura 33.

Ao assumir um determinado deslocamento δ_A , calcula-se a força que lhe corresponde (F_A), obtendo assim o ponto A. Admitindo que a rigidez é linear, a F_{Total} seria atingida para um deslocamento δ_B , no entanto quando se assume esse deslocamento e se calcula a força que realmente lhe está associada, percebe-se que é menor que F_{Total} , tomando o valor de F_B . O comportamento do material mudou tendo agora uma rigidez menor, pois a relação constitutiva não é linear. Repetindo o processo, esperava-se que F_{Total} fosse atingida para um deslocamento δ_C , se o comportamento se mantivesse linear. Acontece que quando se calcula efetivamente a força que leva a δ_C , verifica-se que é F_C e não F_{Total} , levando novamente à conclusão que rigidez diminui em relação à rigidez associada ao deslocamento anterior.

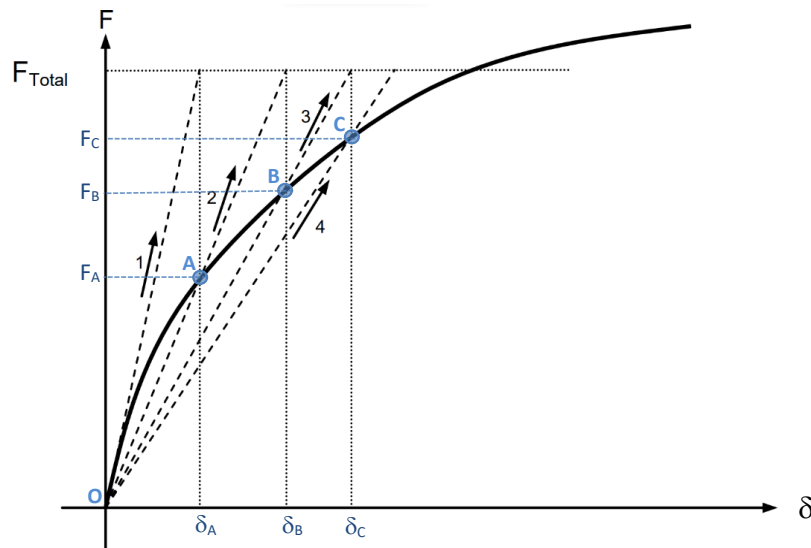


Figura 33. Análise não linear para forças aplicadas

A primeira rigidez considerada (declive representado pela seta 1) é tangente à curva, já as seguintes (representadas pelas setas 2, 3 e 4) são secantes à curva, pelo que esta é uma implementação de análise não linear recorrendo à rigidez secante. Faz-se esta observação pois, é um processo que poderia ser feito também com a rigidez tangencial.

Este processo iterativo, consiste portanto, em aplicar uma força (F_{Total}) ao sistema de um grau de liberdade, e tendencialmente, ir obtendo reduções da rigidez da mola (K) tanto maiores quanto maiores forem as deformações da mesma. Pode-se fazer o paralelo com uma estrutura passando a ter um conjunto de forças aplicadas e uma matriz de rigidez, seguindo o mesmo processo anteriormente descrito.

Se a análise fosse linear a relação linear entre tensões (σ) e extensões (ϵ) seria expressa pela equação (28), como representado na Figura 34 para uma secção genérica.

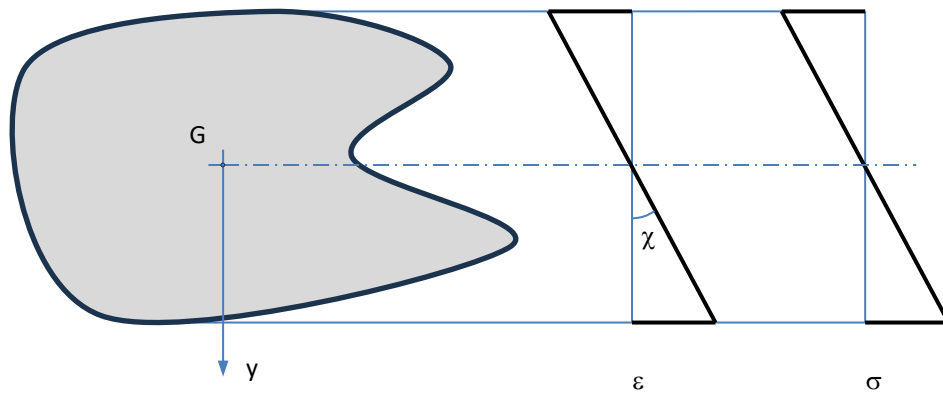


Figura 34. Diagramas de extensão e deformação linear para uma secção genérica.

$$\sigma = E\epsilon \quad (28)$$

Para esta situação, a integração direta das tensões resulta numa relação linear entre momentos (M) e curvatura (χ).

Quando a relação é não linear tem-se uma diferente relação σ - ϵ como se pode reparar pela Figura 35.

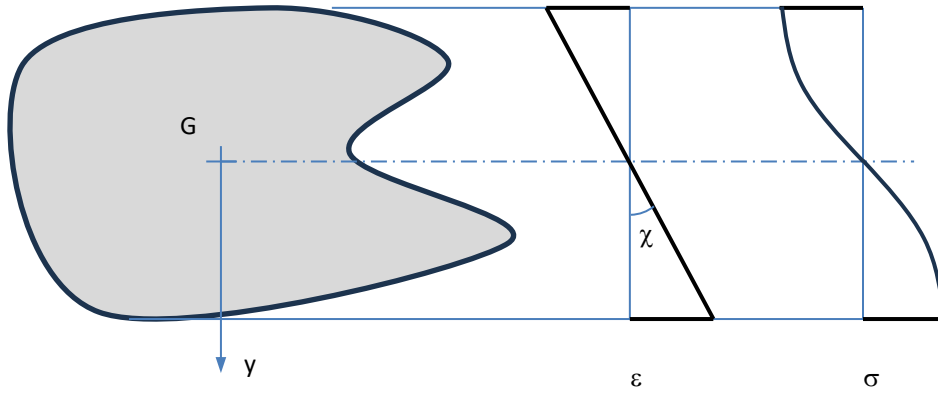


Figura 35. Diagramas de extensão e deformação não linear para uma secção genérica.

Neste caso a equação (28) já não se aplica pois σ passa a ser uma função de ε .

$$\sigma = f(\varepsilon) = \sum_{i=0}^n a_i \cdot \varepsilon^i \quad (29)$$

$$M = \int_{\Omega} f(\varepsilon) \cdot y \, d\Omega$$

A relação momentos-curvatura já não é linear, mas é igualmente obtida através do desenvolvimento do integral que neste caso é mais complexo [8]. Em termos práticos é como se o módulo da elasticidade E fosse variando em altura, sendo desta forma que a não linearidade é tida em conta ao nível das secções.

4.3. Funcionamento do programa de análise não linear

O programa de cálculo automático de análise não linear [8] funciona de forma idêntica ao descrito em 4.2, mas permite também aplicar deslocamentos, que é na verdade, o que se vai aplicar na subestrutura para testar a capacidade de deformação da mesma. Em cenários em que ocorrem deslocamentos impostos, a natureza do problema sofre mudanças substanciais. Considere-se, por exemplo, a viga bi-encastada ilustrada na Figura 36, onde o único carregamento aplicado é um deslocamento imposto no topo.

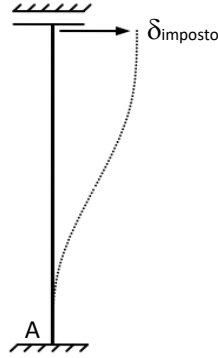


Figura 36. Viga bi-encasturada com deslocamento no topo.

Na primeira iteração, levando em consideração a rigidez tangente, obtém-se esforços significativamente elevados em comparação com os valores reais, uma vez que a viga tende a perder rigidez à medida que se deforma. Quando se tenta impor deslocamentos próximos aos máximos admissíveis, os esforços obtidos na primeira iteração excedem consideravelmente os limites máximos possíveis, como pode ser observado na Figura 37, que representa o momento de encastramento na secção A em função do deslocamento imposto.

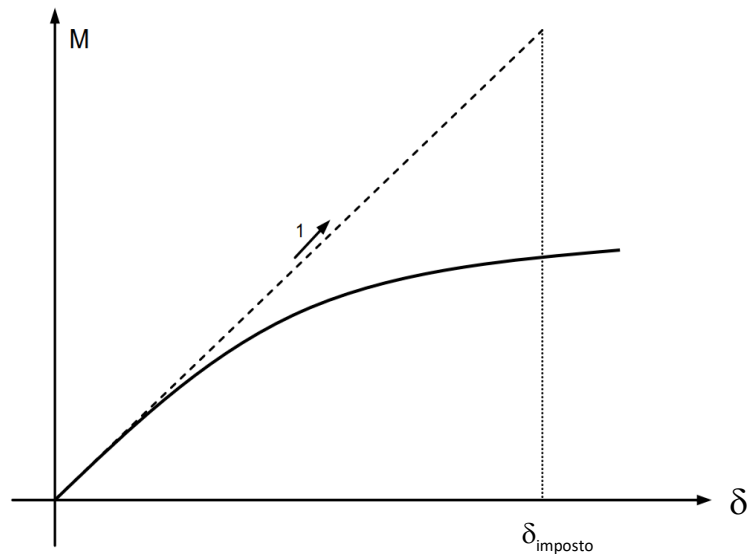


Figura 37. Momento na secção A vs deslocamento no topo.

Diante do exposto, é aconselhável não aplicar a carga total de uma só vez. Em vez disso, é mais conveniente aplicar as cargas (forças aplicadas e/ou deslocamentos impostos) de forma gradual, a fim de evitar afastamentos significativos da solução em cada iteração. O objetivo fundamental é fazer com que a matriz de rigidez secante varie pouco para cada incremento de carga, a fim de evitar o problema mencionado anteriormente. A ação sobre a

estrutura pode consistir em diversos carregamentos de forças e deslocamentos aplicados. Como a análise é não-linear a sequência de aplicação é relevante. Por exemplo o peso próprio deverá ser aplicado na sua totalidade antes dos deslocamentos impostos que representam a ação sísmica. Para controlar a sequência de aplicação de cargas o programa usa fatores multiplicativos independentes que representam para cada uma das ações a parcela a aplicar em cada fase. A progressão da análise é controlada através de um coeficiente de controlo da aplicação das cargas e deslocamentos, que assume o valor 1 ao terminar a aplicação da totalidade das cargas. Esta formulação permite aplicar os diversos carregamentos segundo sequências arbitrárias a definir pelo utilizador.

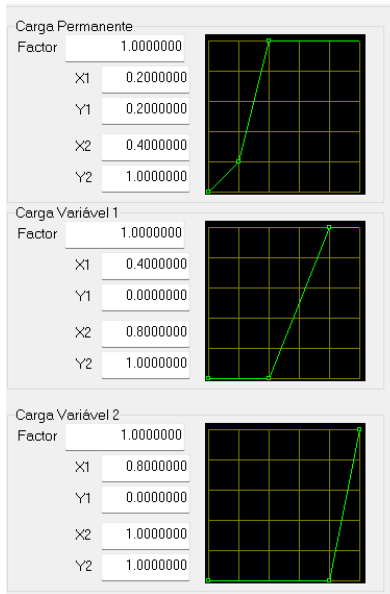


Figura 38. Interface do programa que permite controlar a aplicação de cargas.

Na Figura 38 está representado um exemplo em que o utilizador escolheu (através dos parâmetros X1, Y1, X2 e Y2) que a carga variável 1 só seria aplicada depois da totalidade das cargas permanentes, e a carga variável 2 depois da totalidade da carga variável 1.

Em cada passo do processo incremental aumenta-se a parcela das cargas e deslocamentos aplicados em função de uma variação do coeficiente de controlo suficientemente pequena para evitar os problemas anteriormente descritos. Para essa variação da ação pretende-se determinar a solução do problema de equilíbrio que é conseguido de forma iterativa, pois a matriz de rigidez secante irá, em princípio, variar para os dois níveis da ação. O processo iterativo considera-se terminado quando a diferença entre os deslocamentos de duas iterações consecutivas é suficientemente pequena.

4.4. Detalhes do modelo

Não é viável, apesar de possível, introduzir-se todo o edifício no programa de cálculo para fazer a análise não linear, por isso será conveniente usar um modelo que replique as condições a que o conjunto pilares-viga-escada está sujeito. Pretende-se que o modelo seja simples e ao mesmo tempo se aproxime ao máximo do comportamento real. Tendo isso em vista vai-se considerar o ilustrado na Figura 39.

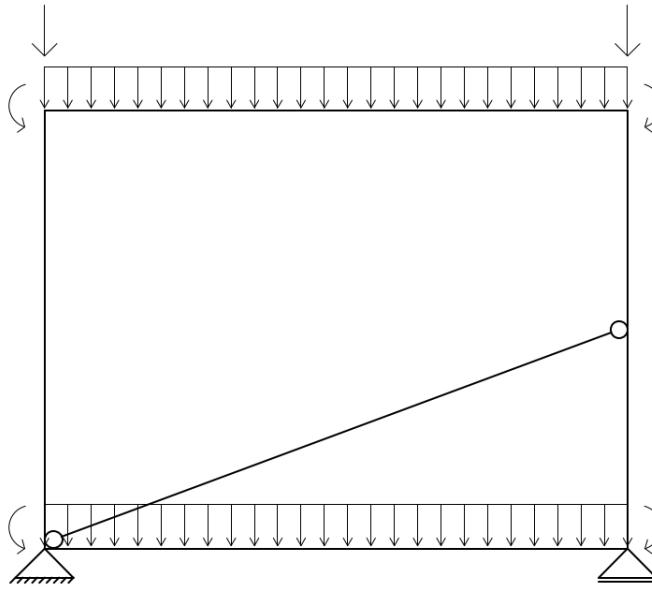


Figura 39. Modelo utilizado para a análise não linear.

Repare-se que o apoio da direita permite o deslocamento horizontal. Isto porque, quer para momentos negativos que para momentos positivos, em regime não linear, a partir da fendilhação, há uma extensão positiva do centroide da secção e como tal, a viga estando sujeita a flexão tem um alongamento. Ao se fixar o deslocamento horizontal dos 2 apoios, esse alongamento está impedido e surge dessa forma um esforço axial de compressão artificial na viga. Para evitar essa situação, que levaria ao aumento da resistência à flexão da viga e provavelmente dos esforços nos pilares adjacentes, introduz-se um apoio deslizante à direita.

O programa não reconhece os elementos ligados entre si mas sim ligados a nós, pelo que uma representação esquemática com o sentido de cada elemento, sem ter em conta as cargas aplicadas, seria a indicada na Figura 40.

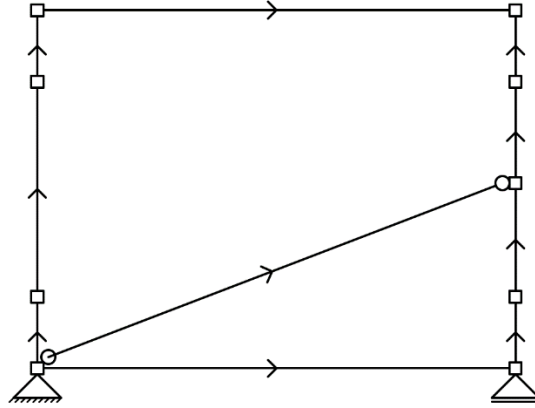


Figura 40. Modelo com representação dos nós.

No subcapítulo 3.4.2 calculou-se a armadura de cada elemento da subestrutura e mostrou-se que por exigência do regulamento, nos pilares é necessário adotar um afastamento menor entre cintas junto à ligação pilar-viga. No modelo exposto na Figura 40, existem nós nos pilares que têm como função possibilitar a introdução de um elemento com menor afastamento entre cintas, respeitando assim o dimensionamento que se fez anteriormente.

A discretização dos elementos é mais refinada junto aos locais onde há a probabilidade de ocorrência de rótula plástica.

De acordo com o EC 8 artº 3.2.4(2) “Os efeitos de inércia da ação sísmica de cálculo devem ser avaliados tendo em conta a presença das massas associadas a todas as forças gravíticas que surgem na seguinte combinação de ações:”

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (30)$$

Em que:

$\psi_{E,i}$ – coeficiente de combinação sísmica para a ação variável i ($\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i}$)

φ e $\psi_{2,i}$ tomam os valores de 0.8 e 0.3 respetivamente, para considerar apenas a parcela quase permanente das sobrecargas. Consideram-se os pesos próprios dos elementos apresentados na Tabela 3.

Para além dos pesos próprios de cada elemento (que não estão incluídos nas cargas representadas na Figura 39), vai-se calcular a carga que a laje adjacente exerce nas vigas do modelo e os momentos que as vigas adjacentes transmitem à viga do modelo. Neste caso será tido em conta a equação (30). Desta forma, considerando uma sobrecarga de 2.5 kN/m², restantes cargas permanentes com o valor de 1 kN/m² e uma distribuição de cargas na laje de 0.35-0.65, tem-se que a laje descarrega na viga um peso de 7 kN/m. Somado a este valor deve estar o peso próprio de uma parede (só se considera meia parede) que é de $\frac{2.1}{2} \approx 1 \text{ kN/m}$. Portanto o valor da carga, para além do peso

próprio, que estará aplicado em cada viga é de $7 + 1 = 8 \text{ kN/m}$. Os pesos próprios de cada elemento estão indicados na Tabela 3.

Tabela 3. Peso próprio dos elementos.

	Pilar	Viga	Escada
Peso Próprio (kN/m)	5.1	4.0	6.2

Para determinar o valor do momento que passa para a viga do modelo vindo da viga à esquerda e da viga à direita, assumiu-se que essas duas estão sujeitas à mesma carga que a viga do modelo, ou seja, o seu peso próprio somado dos 8 kN/m que se calculou, que resulta em 11.4 kN/m . Apesar de não representar exatamente a realidade, como se pode constatar facilmente observando a planta na Figura 11, é uma simplificação aceitável. Considerando que se está numa situação de bi-encastramento quer à esquerda quer à direita, o momento toma o valor de $\frac{pl^2}{12}$.

$$\frac{11.4 \times 4^2}{12} = 15.2 \text{ kNm}$$

O peso dos pisos superiores será simulado aplicando 1500 kN (não se tem em conta o esforço axial introduzido pelo sismo) em cada pilar, sendo que apesar deste valor não ser igual para ambos os pilares, fez-se uma uniformização pelo motivo já explicado em 3.4.2.1. A subestrutura com as cargas aplicadas está representada abaixo na Figura 41.

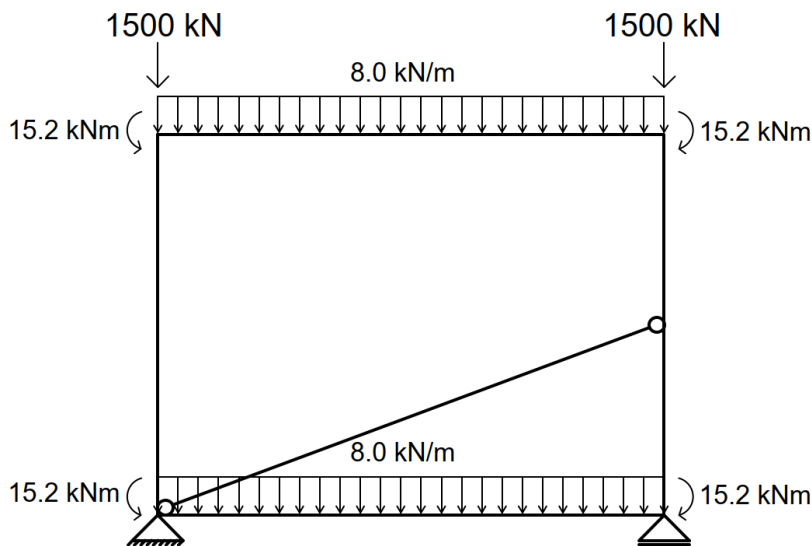


Figura 41. Modelo utilizado para a análise não linear com valores das cargas.

4.5. Introdução das secções e armaduras

Para associar as secções que foram dimensionadas em 3.4 aos elementos da subestrutura, usa-se outro programa que não o de análise não linear, descrito anteriormente. Esse programa é onde se introduz a dimensão das secções bem como as armaduras que lhe estão associadas.

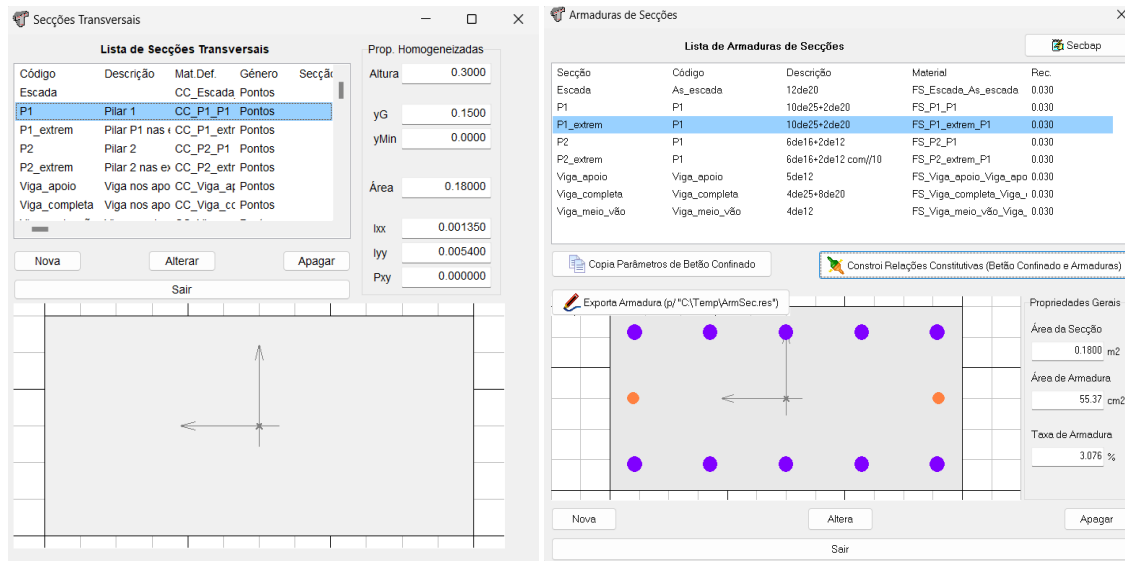


Figura 42. Interface do programa de introdução das secções.

Para além da disposição e quantidade de armadura, define-se também as propriedades do betão e do aço das armaduras que serão usadas para calcular a relação constitutiva. A secção é discretizada em fibras de betão e as armaduras são também discretizadas, sendo assim definida a relação constitutivas de ambos os materiais.

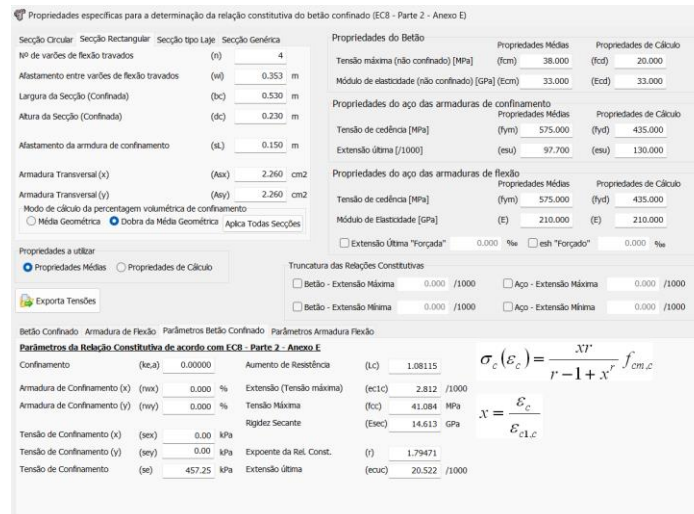


Figura 43. Interface do programa para definir propriedades dos materiais.

A relação constitutiva do betão confinado é criada tendo em conta o EC 8 parte 2 (Figura 44).

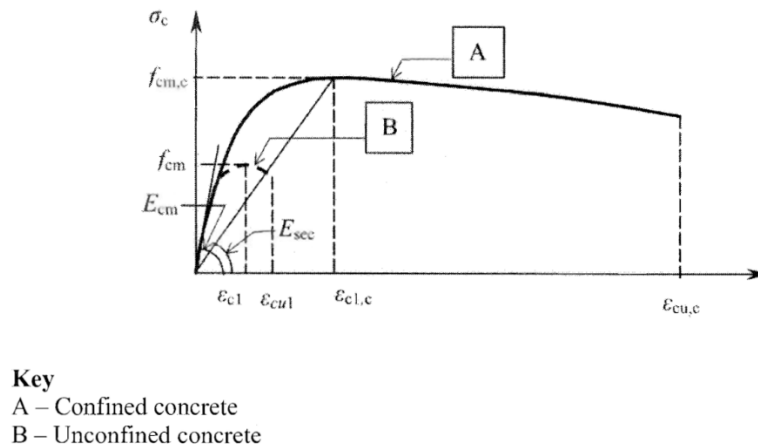


Figura 44. Relação constitutiva para betão confinado segundo EC 8 parte 2.

O programa permite que se definam as propriedades médias bem como as de cálculo e depois escolher com qual delas se quer trabalhar. Não é possível saber à priori quais são as mais condicionantes [8], sendo como tal, necessário considerar as duas e perceber as que levam a deslocamento admissíveis menores. No entanto, no âmbito deste trabalho vai-se usar as propriedades médias para comparar a solução menos confinada, com a que tem uma maior eficácia de confinamento. Para o betão o EC 2 prescreve o valor médio da tensão de rotura do betão à compressão f_{cm} como

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} \quad (31)$$

Uma vez que o betão usado é o C30/37 tem-se $f_{cm} = 38 \text{ MPa}$. Para o aço considerou-se 575 MPa [11].

Antes de se apresentarem os resultados da análise não linear importa referir algumas alterações que foram feitas ao nível das secções dimensionadas no capítulo anterior.

Quando se fez a análise não linear em que a viga introduzida no programa de análise não linear tinha dispensa de armadura, dava-se a plastificação no interior da viga em vez de se dar no nó pilar-viga, ou seja, tinha-se uma secção relativamente fraca. Isso levou ao ajuste de considerar a armadura da viga continua para não desvirtuar o objetivo do trabalho, uma vez que se tem o interesse que as rótulas se formem na zona pilar-viga. Ainda sobre a viga, para determinar a armadura de flexão tinha-se considerado o momento que resultava da análise elástica do edifício, no entanto na subestrutura adotada praticamente existe continuidade de momentos do pilar para a viga. Diz-se praticamente porque apesar de existir um momento aplicado de 15.2 kNm que gera descontinuidade, esse valor é reduzido tendo em conta os 334 kNm que existem no P1. Assume-se que o modelo adotado tem essa limitação de não ter continuidade do pilar, e o que se fez foi dimensionar a viga para o mesmo momento que se obteve no pilar.

Assim, para um momento de 377 kNm tem-se uma armadura de 22.17 cm² para cada face da viga. A armadura que se adota nesta viga reforçada é de 4 varões de 25 e 8 de 20 com a configuração exposta na Figura 45, totalizando 22.39 cm² em cada face.

Viga Completa Reforçada

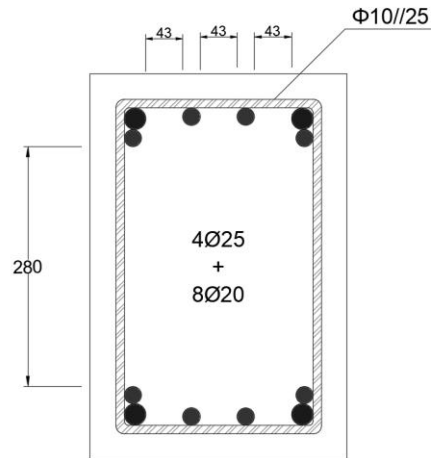


Figura 45. Armadura longitudinal e transversal na viga reforçada.

A viga agora reforçada passa a ter uma rigidez de flexão significativa, e está ligada ao P2 que tem uma armadura de flexão bastante inferior. Dessa forma o elemento fraco torna-se o P2 e para resolver isso faz-se um aumento da armadura de flexão do mesmo passando a adotar 6 varões de 25 e 2 de 20, como esquematizado na Figura 46. Consegue-se assim evitar que a formação de rótula plástica ocorra neste pilar. No entanto realça-se que o interesse em evitar a formação de rótulas nos pilares é discutível, em particular em edifícios de estrutura mista pórtico-parede em que as paredes tenham rigidez suficiente para controlar os deslocamentos entre pisos.

P2 Reforçado

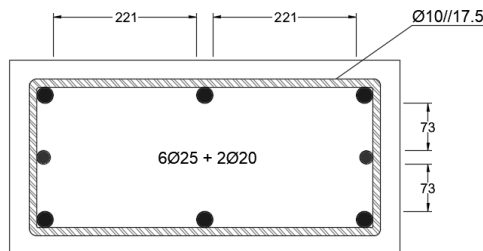


Figura 46. Armadura longitudinal e transversal do P2 reforçado.

4.6. Aplicação dos deslocamentos

Uma vez que já se definiu o modelo e as armaduras dos pilares que se querem comparar, para perceber como a capacidade de suportar deslocamentos impostos é afetada, vai-se usar um programa de análise não linear para aplicar deslocamentos no nó superior do P1 e perceber o quanto a estrutura resiste. O motivo pelo qual não se aplica um deslocamento no topo dos dois pilares tem similaridade com a justificação, dada em 4.4, para se ter libertado o deslocamento horizontal no apoio da direita. Caso se impusesse o mesmo deslocamento a P1 e P2, estar-se-ia a forçar que o alongamento da viga fosse nulo. Nesse acaso a viga não poderia alongar mesmo por flexão. Para que tal não acontecesse introduziu-se o deslocamento somente de um lado, e o mesmo foi imposto da direita para a esquerda para que a viga superior ficasse à compressão e não à tração.

Para o cálculo da extensão última do betão considerou-se a expressão proposta no Eurocódigo 8 parte 2 (artº E2.1.c).

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 1.4\rho_s \frac{\sigma_{yp} \times \varepsilon_{su}}{\sigma_{cc}} \quad (32)$$

Em que

ε_{cu} – extensão (de compressão) última do betão;

ρ_s – rácio volumétrico de armadura de confinamento;

σ_{yp} – tensão de cedência da armadura de confinamento;

ε_{su} – extensão última da armadura de confinamento;

σ_{cc} – tensão máxima do betão confinado;

Com os valores de eficácia de confinamento calculados em 3.4.4, pode-se calcular a tensão máxima do betão confinado σ_{cc} , ficando-se desta forma em condições de resolver a equação (32). Os valores de σ_{cc} estão apresentados na Tabela 4 e foram calculados de acordo com a expressão (33).

$$\sigma_{cc} = \sigma_{co} \times \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94\sigma_l}{\sigma_{co}}} - 2 \frac{\sigma_l}{\sigma_{co}} \right) \quad (33)$$

Em que

σ_{cc} - máxima tensão de compressão;

σ_{co} - tensão de rotura do betão não confinado à compressão (38 MPa);

σ_l – pressão de confinamento lateral ($\sigma_l = \sigma_l^{uniforme} \times \alpha$);

α – eficácia de confinamento.

Tabela 4. Tensão máxima do betão confinado (MPa).

	Tensão máxima do betão confinado (MPa)	Acréscimo face ao betão não confinado (38MPa)
P1 sem confinamento	41.1	8%
P1 com confinamento	50.1	32%

Chega-se então a valores de extensão última para o betão confinado de 20.522‰ para o P1 sem confinamento, e 27.471‰ para o P1 com confinamento. A relação constitutiva para os dois casos encontra-se representada de seguida nas Figura 47 e Figura 48.

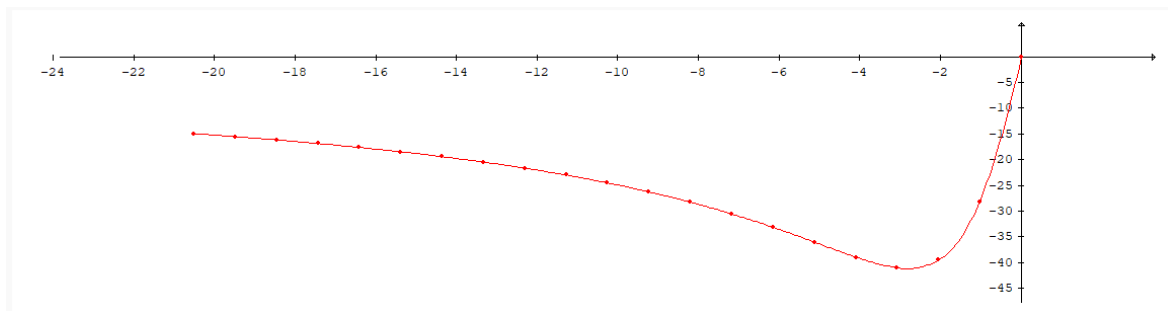


Figura 47. Relação constitutiva do betão confinado para o P1 sem confinamento.

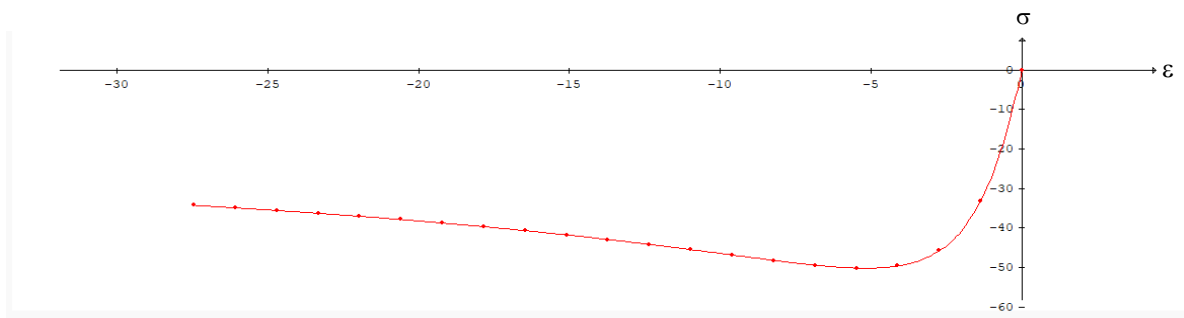


Figura 48. Relação constitutiva do betão confinado para o P1 com confinamento.

Chama-se a atenção para o facto de o P1 que foi dimensionado sem a preocupação de conferir confinamento, apresentar uma extensão última extremamente elevada, quando comparada com a extensão última de 4‰ que resultaria da aplicação da equação (32) a betão simples ou 3.5‰ prescrita pelo EC 2 para o betão não confinado. Aparentemente essa grande diferença não é compatível com a falta de eficácia do confinamento desse pilar, cujo coeficiente toma o valor de $\alpha=0.183$, pois sem a eficiência do confinamento os efeitos benéficos deste não se fariam

sentir, não apenas no valor da tensão máxima, quantificado no cálculo da tensão máxima de compressão do betão confinado, como também da extensão última que o betão poderia suportar. Assim é questionável que a equação do EC 8 parte 2 (artº E2.1.c) para o cálculo da extensão última do betão confinado, equação (32) desta dissertação, não tenha em conta este efeito. Isso poderia ser feito por exemplo no cálculo de ρ_s – rácio volumétrico de armadura de confinamento. No entanto, isso exigiria calibração experimental, que está fora do âmbito desta dissertação. Através da análise não linear vão-se obter diagramas da extensões para um determinado deslocamento máximo suportado por cada uma das soluções. Em 4.7 será explicado o motivo das extensões últimas que se vão obter através da equação (32) não corresponderem necessariamente aos valor que aparecerem nos diagramas.

Calculou-se a extensão última do betão usando a equação (32) e para esta disposição de armaduras (Figura 18) obtém-se o valor de 20.522‰ e o deslocamento máximo que se conseguiu aplicar foi de 27.923 mm, do qual resultam as seguintes extensões máximas nas secções transversais, no betão e no aço respetivamente.

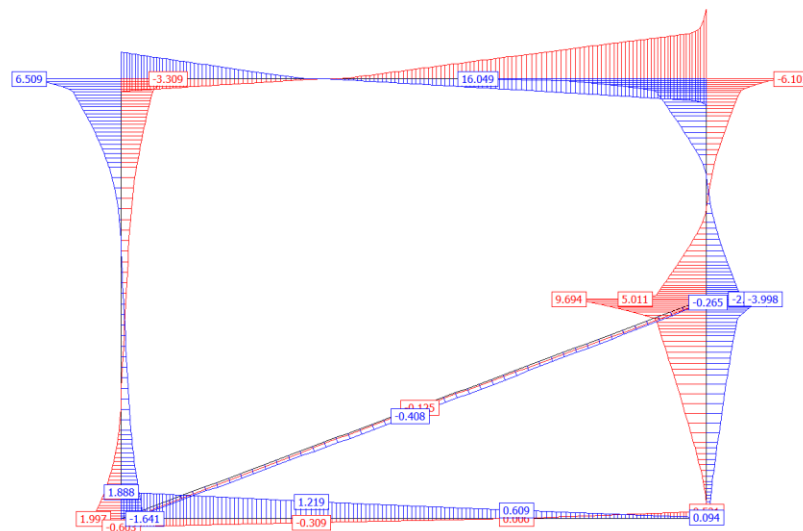


Figura 49. Extensões no betão para a solução sem confinamento adicional em ‰.

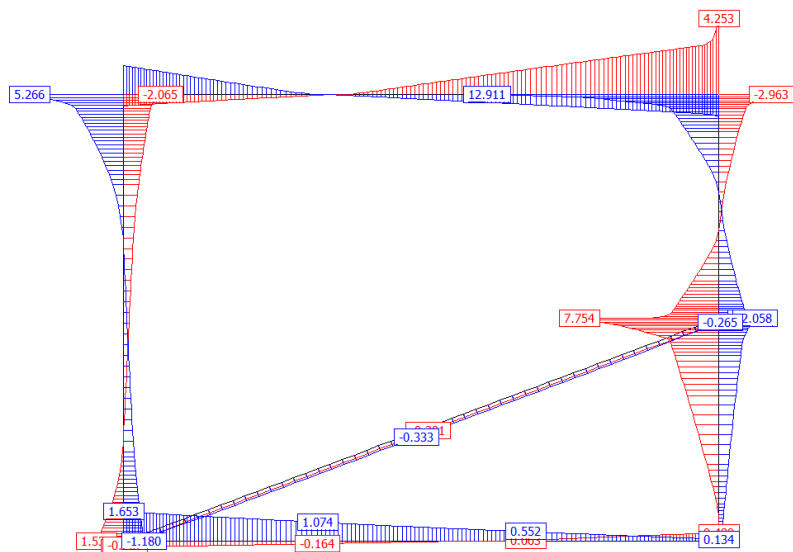


Figura 50. Extensões no aço para a solução sem confinamento em %.

4.6.1. P1 com confinamento

Para esta disposição de armaduras (Figura 30) obtém-se uma extensão última de 27.471‰ e o deslocamento máximo que se conseguiu aplicar foi de 44.85 mm, que representa um aumento de 60.6% em relação ao caso anterior. O diagrama de extensões no betão e no aço encontra-se representado abaixo nessa ordem.

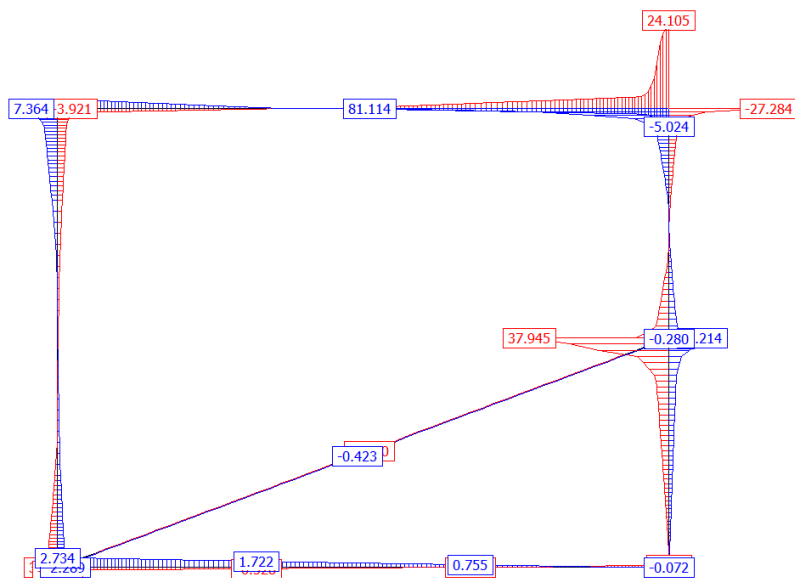


Figura 51. Extensões no betão para a solução com confinamento em %.

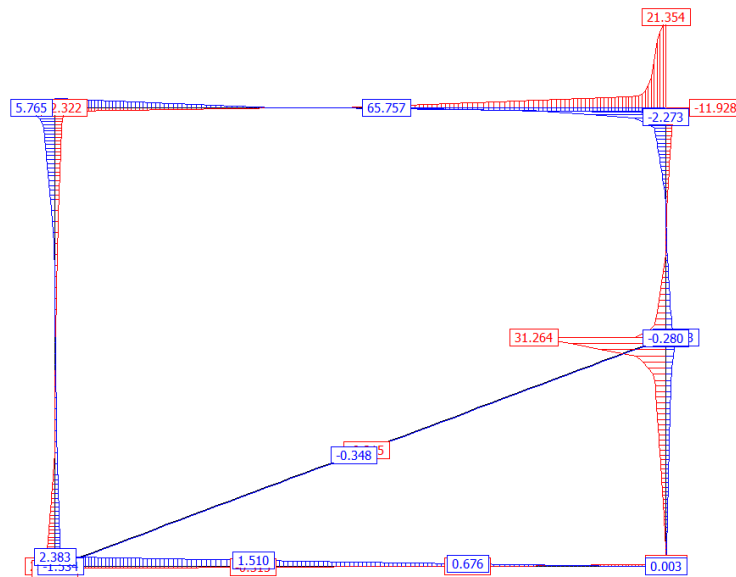


Figura 52. Extensões no aço para a solução com confinamento em %.

4.7. Análise dos resultados

Os valores das extensões que se obtiveram correspondem àquelas que estão associadas ao momento máximo. Na Figura 53 representa-se o diagrama momento-curvatura para um dado valor de esforço axial, onde se pode ver que o valor do momento decresce depois de atingir um máximo. A análise fica limitada ao valor do momento máximo, assim as curvaturas atingidas também vão ficar limitadas àquelas que estão associadas a esse momento máximo. Como consequência as extensões que estão limitadas às extensões associadas à curvatura do momento máximo, podem ser significativamente inferiores às extensões disponíveis (últimas) na secção transversal. Importa perceber este conceito porque acontece com bastante evidência para o P1 sem confinamento, como se vai mostrar posteriormente, depois de discutir os resultados.

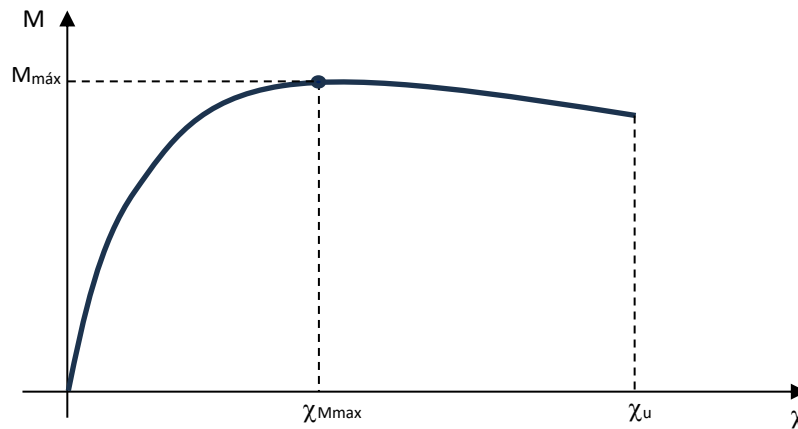


Figura 53. Diagrama momento-curvatura.

As extensões atingidas na análise não linear encontram-se sumarizadas na Tabela 5.

Tabela 5. Resultados da análise não linear.

Análise	Deslocamento relativo entre pisos (mm)	Extensões atingidas na análise não-linear (‰)								
		P1			P2			Viga		
		Betão	Aço	ϵ_{cu} (‰)	Betão	Aço	ϵ_{cu} (‰)	Betão	Aço	ϵ_{cu} (‰)
(sem confinamento)	27.923	-6.101	7.754	-20.522	-3.309	5.266	-14.455	-2.345	4.253	-12.457
(com confinamento)	44.850	-27.284	65.757	-27.471	-4.083	5.765	-14.455	-5.024	21.354	-12.457

O confinamento produziu o resultado esperado uma vez que se conferiu maior ductilidade ao pilar, permitindo maiores deslocamentos ao nível da secção. Possibilitou maiores extensões de compressão do betão, e como a rotura se deu de facto pelo betão faz sentido este tipo de abordagem, nomeadamente confinar o pilar.

Analisando as Figura 51 e Figura 52 pode-se perceber que as extensões obtidas, sejam elas negativas no betão ou positivas no aço, são consideravelmente superiores às obtidas na solução sem confinamento, representada nas Figura 49 e Figura 50. Isto mostra que a maior capacidade de deformação que se conferiu ao confinar o P1, foi de facto utilizada para acomodar maior deslocamento. Percebe-se também que a plastificação se dá na extremidade direita da viga. Caso se quisesse fazer um controlo mais rigoroso do posicionamento da rótula plástica, teria sido aumentada a armadura na viga, mas considerou-se que este controlo está fora do âmbito desta dissertação.

Pode-se observar que para a situação em que o P1 tem menos confinamento a extensão atingida no betão foi -6.101‰ (Figura 49), apesar de se ter calculado uma extensão última disponível de -20.522‰. Isso deve-se ao efeito que foi explicado no início deste subcapítulo. Neste caso o pilar fica sujeito a um esforço axial de 1336 kN como se pode ver abaixo.

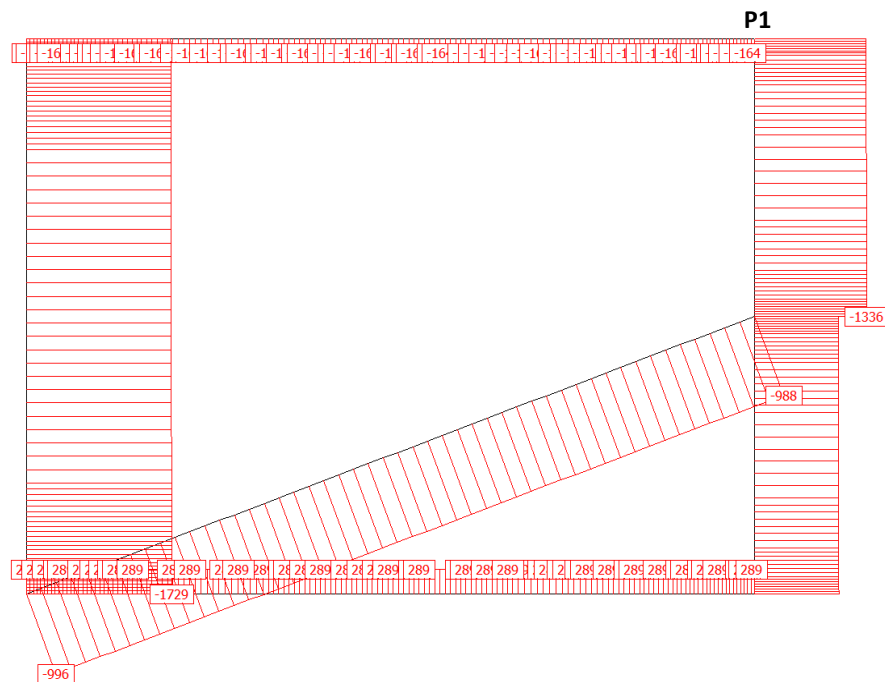


Figura 54. Esforço axial na subestrutura sem confinamento no P1 para um deslocamento de 27.923 mm.

Para esse valor de esforço axial o diagrama momento-curvatura é o representado na Figura 55, podendo observar-se um andamento similar ao do diagrama da Figura 52. Quando o momento máximo é atingindo, a análise é interrompida e não se leva a secção a atingir a sua curvatura última disponível.

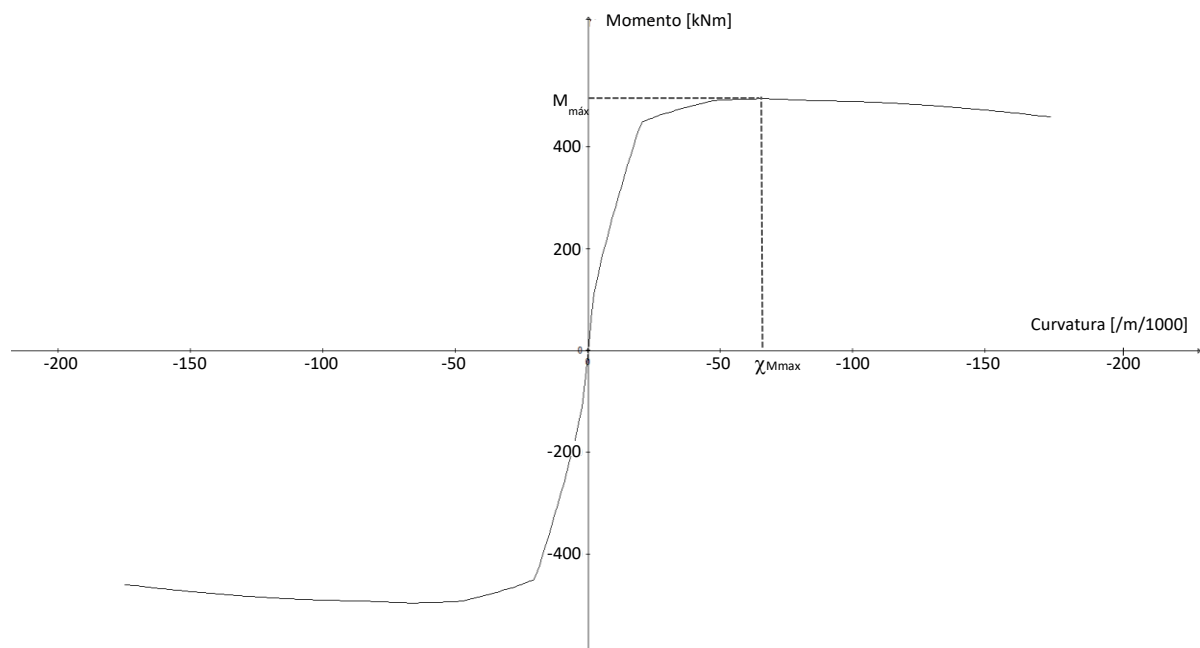


Figura 55. Diagrama momento-curvatura para o P1 na situação sem confinamento.

5. CONCLUSÕES

Neste trabalho colocou-se em causa o método de dimensionamento corrente em que se considera que as escadas são uma reserva de resistência, portanto não considerar as mesmas no projeto seria a favor da segurança. Tal como se discutiu no início da dissertação, isso não é verdade quando se trata de deslocamentos impostos à estrutura. Para o território português, esse detalhe faz toda a diferença, porque Portugal é um país com um risco sísmico considerável.

Para avaliar a influência das escadas no comportamento dos pilares em que estas se apoiam a meia altura, modelou-se um edifício habitacional corrente no programa SAP2000 e calcularam-se os esforços com uma análise elástica linear como na prática corrente de projeto de edifícios. Para este estudo a relevância está nos pilares que suportam escadas a meia altura, portanto fez-se o dimensionamento das armaduras para esses pilares e para os pilares adjacentes que fazem parte da caixa de escadas. Para além disso calculou-se também a armadura das vigas que ligam os dois pilares, de acordo com o regulamento. Como seria exaustivo fazer esses cálculos para os pilares de todos os pisos, optou-se por considerar apenas o piso onde os pilares estão sujeitos a maior momento fletor e esforço transversal, que no caso do edifício modelado são os pilares do 3º para o 4º piso.

De seguida, fez-se o dimensionamento do pilar em que a escada descarrega a meia altura, com foco em garantir ao mesmo um nível melhorado de confinamento (em que se foi além do que é exigido pelo Eurocódigo) para se comparar com a solução em que não houve essa preocupação. Através de um programa de análise não linear, modelou-se uma subestrutura constituída por dois pilares, duas vigas e a escada a descarregar a meia altura do pilar da direita, designado P1. O procedimento de teste consiste em ir aplicando um deslocamento no topo do P1 até que a subestrutura colapse, e comparar a solução com pouco confinamento no P1, com a solução em que o P1 tem um confinamento melhor.

Os resultados obtidos mostram que, devido à restrição ao deslocamento imposta pela escada, a rotura acontece no pilar em que a mesma apoia a meia altura, e o confinamento permite que esse pilar acomode um maior deslocamento imposto. Por esse motivo as escadas devem ser tidas em conta como um fator que vai exigir mais ductilidade do pilar em que se apoiam, e o regulamento deveria prescrever um confinamento melhorado com tal exigência para os pilares que suportam escadas a meia altura.

Questionou-se a equação proposta pelo EC 8 Parte 2 (artº E2.1.c) para o cálculo da extensão máxima disponível no betão confinado, pois não tem em consideração o efeito negativo da falta de eficácia do confinamento, o que do ponto de vista do fenómeno em causa é questionável. Sugere-se assim a revisão dessa equação.

Como trabalhos futuros e de complemento ao estudo que se desenvolveu nesta dissertação, propõe-se aprofundar a análise e a recomendação feita neste trabalho para o dimensionamento dos pilares que suportam escadas a meia

altura, em particular no que se refere à armadura longitudinal de flexão. A recomendação deste trabalho deve ser generalizada para estruturas de Classe de Ductilidade Média, pois o exemplo desta dissertação era um edifício dimensionado como estrutura de Classe de Ductilidade Baixa, pois a armadura de flexão, ao influenciar a rigidez após a fendilhação e cedência afeta a distribuição da exigência de ductilidade entre elementos estruturais.

Também se sugere avaliar a possibilidade de estender as recomendações feitas nesta dissertação a outros elementos de subestruturas de edifícios, que durante a acção sísmica se possam considerar estar sujeitos essencialmente a deslocamentos impostos, como por exemplo pilares com restrições às deformações impostas por elementos não estruturais, por exemplo paredes de alvenaria com enchimento parcial em altura.

REFERÊNCIAS

- [1] P. Lourenço, 'Conservação das estruturas do património cultural: Sismos, aplicações e outros desafios', *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*. Ed. LNEC. Série III. n.º 18, 2022.
- [2] S. P. Vilanova, E. S. Nemser, G. M. Besana-Ostman, *et al.*, 'Incorporating descriptive metadata into seismic source zone models for seismic-hazard assessment: A case study of the Azores-West Iberian region', *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 104, no. 3, pp. 1212–1229, 2014, doi: 10.1785/0120130210.
- [3] J. Woessner, D. Laurentiu, D. Giardini *et al.*, 'The 2013 European Seismic Hazard Model: key components and results', *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 13, no. 12, pp. 3553–3596, Dec. 2015, doi: 10.1007/s10518-015-9795-1.
- [4] A. Campos Costa, M. L. Sousa, and A. Carvalho, 'Seismic Zonation for Portuguese National Annex of Eurocode 8'.
- [5] M. L. Sousa, A. Martins, and C. S. Oliveira, 'Compilação de Catálogos Sísmicos da Região Ibérica. LNEC - Proc. 036/12/9295. Relatório 36/92 - DE/NDA', 1992.
- [6] 'Eurocódigo 8 – Projecto de Estruturas Sismo-Resistentes – Parte 1 – Regras Gerais, Acções Sísmicas e Regras para Edifícios', 2010.
- [7] M. Lopes, C. S. Oliveira, A. N. Leite *et al.*, *Sismos e Edifícios*. Edições Orion, Amadora: Alfragide, 2008.
- [8] A. Brito, 'Dimensionamento de Estruturas Subterrâneas de Betão Armado Sujeitas a Acções Sísmicas', Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2011.
- [9] CEB, 'Response of Reinforced Concrete Critical Regions Under Large Amplitude Reversed Actions', Lausanne, Bulletin N° 161, 1983.
- [10] J. De Brito, 'Influência da Cintagem dos Pilares na Ductilidade e Aplicação das Regras de Pormenorização do Eurocódigo 8', 1995, doi: 10.13140/RG.2.1.1514.6325.
- [11] M. Pipa, 'Ductilidade de Elementos de Betão Armado Sujeitos a Acções Cíclicas. Influência das Características Mecânicas das Armaduras', Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 1993.