

AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA E DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO DE UM EDIFÍCIO DE BETÃO ARMADO

Comparação de técnicas de reforço

EDUARDO FILIPE SILVA DIAS

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS E GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor António Abel Ribeiro Henriques

Acompanhamento dos trabalhos na empresa: Eng. Bernardino Lima

JUNHO DE 2024

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2023/2024

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

✉ m.ec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado em Engenharia Civil – 2023/2024 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2024*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

AGRADECIMENTOS

Este agradecimento é para todos que, de uma maneira ou outra, me apoiaram ao longo de todo o percurso académico.

Em primeiro lugar, agradeço ao Professor Doutor António Abel Henriques, orientador desta dissertação, por todo o apoio e disponibilidade no desenvolvimento deste trabalho.

Agradeço também à Techonis, em particular ao Engenheiro Bernardino Lima e ao Engenheiro Pedro Baltazar pelo acompanhamento e ensinamentos prestados.

Gostaria também de agradecer aos meus pais e irmão, pelo apoio, motivação e acima de tudo exemplo que me têm dado ao longo da minha vida.

Por fim, agradeço aos meus amigos, que me acompanharam durante toda esta etapa da minha vida.

RESUMO

O tema da reabilitação e do reforço de estruturas tem vindo a ganhar cada vez mais relevância. Há um interesse crescente em compilar diversas técnicas de reforço com o objetivo de criar um guia prático que, na ausência de legislação adequada, possa ser seguido na realização de projetos de intervenção e reforço de estruturas.

A presente dissertação tem como objetivo estudar o reforço de um edifício de betão armado localizado em Leiria, com destaque no dimensionamento de reforço para pilares e vigas. Ao contrário do dimensionamento de uma estrutura nova, um projeto de reforço requer uma avaliação da geometria e das disposições construtivas, bem como o estado e as propriedades dos materiais constituintes do edifício existente.

Numa primeira fase, é feita uma análise da segurança do edifício através de um modelo espacial do mesmo, com a finalidade de determinar quais os elementos que não apresentam resistência adequada para as futuras exigências da estrutura.

Após identificar as necessidades de intervenção, são colocados em prática os procedimentos apresentados para as várias técnicas de reforço. Nesta dissertação foram abordadas algumas das técnicas de reforço mais utilizadas: a colagem de chapas metálicas, a colagem externa de mantas e laminados de FRP, inserção de laminados em ranhuras no betão e ainda encamisamentos para os diversos materiais.

No final, são apresentadas algumas comparações entre as técnicas de reforço utilizadas ao longo da dissertação, a fim de avaliar as particularidades de cada uma das técnicas.

PALAVRAS-CHAVE: Análise de segurança, reforço, betão armado, chapa metálica, FRP.

ABSTRACT

The topic of rehabilitation and reinforcement of structures has become increasingly important. There is growing interest in compiling various strengthening techniques to create a practical guide that, in the absence of adequate legislation, can be followed when carrying out structural interventions and strengthening projects.

This dissertation aims to study the strengthening of a reinforced concrete building located in Leiria, focusing on the design of strengthened columns and beams. Unlike the design of a new structure, a strengthening project needs an evaluation of the existing geometry and the construction arrangements, as well as the condition and properties of the constituent materials of the existing building.

As a first step, the safety of the building is analysed through a spatial model of the building, in order to determine which elements do not have enough resistance to the future demands of the structure.

After identifying the interventions needs, the procedures presented for the various strengthening techniques are implemented. This dissertation covers some of the most used techniques: the bonding of metal plates, the bonding of externally bonded FRP sheets and laminates, near surface mounted laminates and even jacketing for various materials.

Finally, some comparisons are made between the strengthening techniques used throughout the dissertation, to evaluate the particularities of each technique.

KEYWORDS: Safety evaluation, strengthening, reinforced concrete, metal plate, FRP.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. OBJETIVOS DE ESTUDO	1
1.2. ENQUADRAMENTO GERAL	1
1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	2
2. REFORÇO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO	3
2.1. GENERALIDADES	3
2.2. AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DE ESTRUTURAS EXISTENTES	3
2.2.1. ESTADOS LIMITES	4
2.2.2. INFORMAÇÃO DE BASE NECESSÁRIA	5
2.2.3. NÍVEIS DE CONHECIMENTO	5
2.2.4. COEFICIENTES DE CONFIANÇA	7
2.2.5. AÇÃO SÍSMICA E COMBINAÇÃO DE AÇÕES	7
2.2.6. MÉTODOS DE ANÁLISE	8
2.2.6.1 Análise por forças laterais	9
2.2.6.2 Análise modal por espectro de resposta	9
2.2.6.3 Análise estática não linear (pushover);	10
2.2.6.4 Abordagem por coeficiente de comportamento q.	10
2.2.7. DECISÕES SOBRE A INTERVENÇÃO NA ESTRUTURA	11
2.2.8. COEFICIENTES MONOLÍTICOS	11
2.3. TÉCNICAS DE REFORÇO	11
2.3.1. REFORÇO COM BETÃO ARMADO	12
2.3.1.1 Encamisamento com betão armado	12
2.3.1.2 Adição de uma nova camada de betão	13
2.3.1.3 Dimensionamento de reforço com betão armado	14
2.3.2. REFORÇO COM ELEMENTOS METÁLICOS	16
2.3.2.1 Encamisamento metálico	16
2.3.2.2 Colagem de chapas metálicas	18

2.3.2.3 Dimensionamento de reforço com elementos metálicos	19
2.3.3. REFORÇO COM FRP	22
2.3.3.1 Escolha do material	22
2.3.3.2 Colagem exterior de FRP - EBR (Externally Bonded Reinforcement)	27
2.3.3.3 Encamisamento com FRP	27
2.3.3.4 Laminados inseridos no betão – NSM (Near Surface Mounted)	29
2.3.3.5 Dimensionamento de reforço com elementos FRP	29
3. CASO PRÁTICO, MODELAÇÃO E VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA	41
3.1. APRESENTAÇÃO DO CASO PRÁTICO	41
3.2. MODELAÇÃO	43
3.2.1. AÇÕES A CONSIDERAR	46
3.2.1.1 Peso próprio	46
3.2.1.2 Restantes cargas permanentes	46
3.2.1.3 Sobrecargas	47
3.2.1.4 Ação do vento	47
3.2.1.5 Ação sísmica	47
3.2.2. COMBINAÇÕES DE AÇÕES	49
3.3. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA	50
3.3.1. VERIFICAÇÃO DA ADMISSIBILIDADE DE UMA ANÁLISE LINEAR	50
3.3.2. ANÁLISE UTILIZANDO COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO	50
4. PROJETO DE REFORÇO	55
4.1. INTRODUÇÃO	55
4.2. REFORÇO COM BETÃO ARMADO	55
4.2.1. PILARES	56
4.2.2. VIGAS	59
4.3. REFORÇO COM AÇO	63
4.3.1. PILARES	63
4.3.2. VIGAS	67
4.4. REFORÇO COM FRP	74
4.4.1. PILARES	74
4.4.2. VIGAS	77

5. RESULTADOS E ANÁLISE COMPARATIVA	87
5.1. COMPARAÇÃO DE REFORÇOS DE PILARES UTILIZANDO AÇO	87
5.2. COMPARAÇÃO DE REFORÇOS DE PILARES PARA MATERIAIS DIFERENTES	90
5.3. COMPARAÇÃO DE REFORÇOS DE VIGAS COM EBR (LAMINADOS E MANTAS) E NSM	92
5.4. COMPARAÇÃO DE REFORÇOS DE VIGAS PARA MATERIAIS DIFERENTES	94
6. CONCLUSÕES	97
6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS	97
6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	98
7. REFERÊNCIAS	99
 ANEXOS	 101
A1. ESPETROS SÍSMICOS	101
A2. PLANTAS DE PILARES E DE VIGAS	105
A3. VERIFICAÇÃO DA ADMISSIBILIDADE DE UMA ANÁLISE LINEAR	121
A4. DIMENSIONAMENTO DE REFORÇO PARA PILARES	123
A5. DIMENSIONAMENTO DE REFORÇO PARA VIGAS	149

Índice de Figuras

Fig. 1 – Exemplos de encamisamento com betão armado de pilares [9]	12
Fig. 2 – Distribuição retangular de tensões [10].....	14
Fig. 3 – Equilíbrio interno de forças num pilar reforçado com um encamisamento de betão armado	15
Fig. 4 – Equilíbrio interno de forças numa viga reforçada com um encamisamento de betão armado	15
Fig. 5 – Exemplo de aplicação de <i>steel caging</i> (adaptado de [9])	18
Fig. 6 – Exemplo de aplicação de encamisamento por colagem de chapas metálicas com resina epóxi (adaptado de [9]).....	18
Fig. 7 – Equilíbrio interno de forças numa viga reforçada com colagem de uma chapa metálica	20
Fig. 8 – Viga reforçada ao corte com chapas metálicas	21
Fig. 9 – Vigas reforçadas com chapas metálicas e fixadores metálicos.....	22
Fig. 10 – Exemplo de uma manta e um tecido de fibras de carbono [13]	23
Fig. 11 – Exemplo de laminado de fibras de carbono [13].....	23
Fig. 12 – Comportamento à tração de vários sistemas de FRP e aço [14]	24
Fig. 13 – Comportamento à tração de resinas epóxi de diferentes módulos [16]	25
Fig. 14 – Comportamento típico de um FRP, das suas fibras e da sua matriz [17].....	26
Fig. 15 – Execução de uma colagem exterior de FRP [13]	27
Fig. 16 – Execução de um encamisamento de um pilar com FRP [13]	28
Fig. 17 – Execução de uma inserção de laminados de FRP no betão [13].....	29
Fig. 18 – Pressão de confinamento exercida pelo FRP num pilar circular [11]	30
Fig. 19 – Desenvolvimento da resistência à compressão do betão confinado e não confinado [22].....	31
Fig. 20 – Pressão de confinamento exercida pelo FRP num pilar não circular (adaptado de [11]).....	32
Fig. 21 – Pressão de confinamento exercida pelo FRP num pilar parcialmente confinado (adaptado de [11])	32
Fig. 22 – Equilíbrio interno de forças numa viga reforçada com EBR	33
Fig. 23 – Relação entre o comprimento de amarração e a sua força [21].....	34
Fig. 24 – Amarração de EBR em apoios extremos [21].....	35
Fig. 25 – Amarração de EBR em apoios intermédios [21]	36
Fig. 26 – Sistemas de amarração mecânica para EBR [13]	36
Fig. 27 – Amarração de estribos de FRP dependente do esforço transversal [21]	38
Fig. 28 – Amarração por ligação adesiva de estribos de FRP [21].....	39
Fig. 29 – Alteração do sistema estrutural dos pisos superiores.....	41
Fig. 30 – Planta de Arquitetura do piso 1	42
Fig. 31 – Planta de arquitetura do piso 8	43
Fig. 32 – Localização dos pilares	44
Fig. 33 – Localização das vigas	44
Fig. 34 – Modelo estrutural do edifício no software Structural Analysis.....	46
Fig. 35 – Zonas de ação sísmica tipo 1 e tipo 2.....	48
Fig. 36 – Representação gráfica da ação sísmica através dos espetros de resposta elástica	48
Fig. 37 – Representação gráfica da ação sísmica através dos espetros de cálculo	49
Fig. 38 – Núcleo do edifício	52
Fig. 39 – Pilares no vão de uma laje	53

Fig. 40 – Diagramas de esforços axiais nos pilares apoiados na laje	53
Fig. 41 – Secção transversal de um pilar P 25x50.....	56
Fig. 42 – Diagrama da envolvente de esforços do pilar P28	56
Fig. 43 – Secção transversal de um pilar P25x50 reforçado	58
Fig. 44 - Excerto de quadro de pilares reforçados com betão	58
Fig. 45 – Secção transversal de uma viga B 31x51	59
Fig. 46 – Diagramas da envolvente de momentos fletores e esforços transversos das vigas B 31x51	59
Fig. 47 – Curvatura da viga B 31x51.....	60
Fig. 48 – Secção transversal no vão de uma viga B 31x51 reforçada.....	62
Fig. 49 – Secção transversal de uma viga B 30x50 no vão e no apoio	62
Fig. 50 – Diagrama da envolvente de momentos nas vigas V6, V7, V8, V9 e V10.....	62
Fig. 51 – Diagramas da envolvente de esforços do pilar P26	63
Fig. 52 – Secção transversal de um pilar P 30x30 reforçado com encamisamento por colagem de chapas metálicas.....	64
Fig. 53 – Diagramas de esforços no pilar P14	65
Fig. 54 – Pormenores <i>steel caging</i>	67
Fig. 55 – Secção transversal de um pilar P 25x55 reforçado com encamisamento por <i>steel</i> <i>caging</i>	67
Fig. 56 – Secção transversal de uma viga B 25x50 no vão e no apoio	68
Fig. 57 – Diagramas da envolvente de momentos fletores e esforços transversos nas vigas V11_2 e V13_2	68
Fig. 58 – Equilíbrio interno de forças numa viga reforçada com colagem de chapas de aço superior.....	69
Fig. 59 – Equilíbrio interno de forças numa viga reforçada com colagem de chapas de aço superior.....	70
Fig. 60 – Solução de chapas para o reforço à flexão das vigas V11_2 e V13_2	71
Fig. 61 – Reforço com chapas metálicas das vigas V11_2 e V13_2	72
Fig. 62 – Diagramas da envolvente de momentos e de esforços transversos das vigas V39_0 e V39_2	73
Fig. 63 – Secção transversal de uma viga B 25x50 reforçada com apenas uma chapa metálica	74
Fig. 64 – Diagramas de esforços do pilar P14	75
Fig. 65 – Resultados obtidos do S&P Colonna [22]	76
Fig. 66 – Secção transversal do pilar P14 reforçado com encamisamento e laminados	77
Fig. 67 – Secção transversal de uma viga B 131x51	77
Fig. 68 – Diagramas da envolvente de momentos fletores e esforços transversos das vigas do tipo B 131x51	78
Fig. 69 – Equilíbrio interno de forças numa viga reforçada com FRP	79
Fig. 70 – Medição do comprimento x_E no diagrama da envolvente de momentos redistribuídos	79
Fig. 71 – Secção transversal de uma viga B 131x51 reforçada uma manta FRP	81
Fig. 72 – Vista lateral de uma viga B 131x51 reforçada com uma manta FRP	82
Fig. 73 – Secção transversal de uma viga B 30x50 no vão e no apoio	82
Fig. 74 – Diagramas de momentos fletores e de esforço transverso da viga V44_2	83
Fig. 75 – Medição do comprimento x_E para uma viga B 30x50	84
Fig. 76 – Medição dos momentos para um comprimento x_E na viga B 30x50.....	85
Fig. 77 – Secção transversal de uma viga B 30x50 reforçada com FRP	86
Fig. 78 – Vista lateral de uma viga B 30x50 reforçada uma manta FRP	86

Índice de Quadros

Quadro 1 – Classe de Importância de um Edifício [2].....	4
Quadro 2 – Valores de agR em função do estado limite [3]	5
Quadro 3 – Caracterização dos níveis de conhecimento [3]	6
Quadro 4 – Níveis de Inspeção e de Ensaio [3].....	6
Quadro 5 – Métodos de análise associados a cada nível de conhecimento [3]	7
Quadro 6 – Consequências da regularidade de um edifício [2].....	8
Quadro 7 – Propriedades de fibras utilizadas em FRP	24
Quadro 8 – Propriedades de resinas utilizadas em FRP [16]	25
Quadro 9 – Propriedades de materiais FRP	26
Quadro 10 – Tipos de pilares de betão armado existentes	45
Quadro 11 – Tipos de vigas de betão armado existentes	45
Quadro 12 – Parâmetros para o cálculo sísmico dependentes do terreno	47
Quadro 13 – Parâmetros para o cálculo sísmico dependentes da localização	48
Quadro 14 – Resultados da admissibilidade de uma análise linear para pilares	50
Quadro 15 – Exigência e capacidade máxima de cada tipo de pilar	51
Quadro 16 – Exigência e capacidade máxima de cada tipo de viga	51
Quadro 17 – Esforços atuantes no núcleo por piso	52
Quadro 18 – Resultados obtidos para as combinações condicionantes nos pilares P 25x50 ...	57
Quadro 19 – Resultados obtidos para as combinações condicionantes no pilar D7.....	64
Quadro 20 – Resultados obtidos para as combinações condicionantes nos pilares F3	66
Quadro 21 – Resultados obtidos para as combinações condicionantes no pilar D7.....	76
Quadro 22 – Comparação de técnicas de reforço de pilares com aço	88
Quadro 23 – Resultados das comparações de reforço de pilares com aço	89
Quadro 24 – Comparação entre encamisamentos com aço	89
Quadro 25 – Resultados das comparações de encamisamentos com aço.....	90
Quadro 26 – Comparação de técnicas de reforço de pilares para vários materiais.....	91
Quadro 27 - Resultados das comparações de reforço de pilares com vários materiais	92
Quadro 28 – Comparação de técnicas de reforço de vigas utilizando FRP	93
Quadro 29 – Comparação de técnicas de reforço de vigas para vários materiais	94
Quadro 30 – Comparação de técnicas de reforço de vigas com betão e aço.....	95

Símbolos, Acrónimos e Abreviaturas

AFRP	Aramid Fiber Reinforced-Polymer
CF	Coefficiente de Confiança
CFRP	Carbon Fiber Reinforced-Polymer
DL	Estado Limite de Limitação de Danos
EBR	Externally Bonded Reinforcement
EC0	Eurocódigo 0
EC2	Eurocódigo 2
EC8-1	Eurocódigo 8 – Parte 1
EC8-3	Eurocódigo 8 – Parte 3
FIB	Fédération Internationale du Béton
FRP	Fiber Reinforced-Polymer
GFRP	Glass Fiber Reinforced-Polymer
KL1	nível de conhecimento limitado
KL2	nível de conhecimento normal
KL3	nível de conhecimento integral
NC	Estado limite de colapso iminente
NSM	Near Surface Mounted
SD	Estado Limite de Danos Severos
SPT	Standard Penetration Test
A_c	área da secção transversal do elemento de betão
A_f	área da secção transversal de FRP
A_{fw}	área da secção transversal do estribo de FRP
A_s	área da secção transversal da armadura longitudinal
A_{sw}	área da secção das armaduras de esforço transversal
$A_{c,eff}$	área da secção efetiva de betão tracionada
$A_{r,d}$	área da secção transversal da chapa de reforço
a	espessura da solda
a_g	valor de cálculo da aceleração à superfície
a_{gR}	valor de referência da aceleração máxima à superfície
a_i	distância entre o eixo do apoio e a sua superfície
a_L	deslocamento horizontal do diagrama de momentos para vigas
b	largura da chapa metálica
b_0	distância entre as chapas que confinam o betão
b_f	largura de cada faixa de FRP
b_i	largura da junta
c	coeficiente que depende da rugosidade da junta
d	altura útil da secção
E	ponto onde é verificada a amarração de um FRP
E_f	módulo de elasticidade do FRP [GPa]
E_{fk}	módulo de elasticidade característico do FRP [GPa]
E_{fm}	módulo de elasticidade médio do FRP [GPa]
E_{Edi}	valor de cálculo dos efeitos devidos à componente horizontal i da ação sísmica valor de cálculo dos efeitos devidos à componente horizontal i da ação sísmica

E_{Edx}	valor de cálculo dos efeitos devidos à componente horizontal x da ação sísmica
E_{Edy}	valor de cálculo dos efeitos devidos à componente horizontal y da ação sísmica
F_b	força em cada ancoragem metálica; força da ligação [kN]
F_{bk}	valor característico da força da amarração do FRP [kN]
$F_{bk,max}$	valor característico máximo da força da amarração do FRP [kN]
F_{bd}	valor de cálculo da força da amarração do FRP [kN]
F_c	força do betão [kN]
F_f	força do FRP [kN]
F_{fd}	valor de cálculo da força do FRP [kN]
$F_{fd,E}$	valor de cálculo da força do FRP no ponto E [kN]
F_s	força da armadura [kN]
$F_{s,r}$	força da armadura de reforço [kN]
F_{solda}	força da solda [kN]
F_{wd}	força de tração em cada estribo de FRP
f	distância entre a extremidade do FRP e a superfície do apoio
f_{cd}	valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão [MPa]
$f_{cm,cubo}$	resistência média do betão à compressão em cubos [MPa]
f_{ck}	valor característico da tensão de rotura do betão à compressão [MPa]
$f_{ck,c}$	valor característico da tensão de rotura do betão confinado à compressão [MPa]
f_{csm}	resistência à tração da superfície de betão [MPa]
f_{ctd}	valor de cálculo da tensão de rotura do betão à tração [MPa]
f_{ctk}	valor característico da tensão de rotura do betão à tração simples [MPa]
f_{fd}	valor de cálculo da resistência à tração do FRP [MPa]
f_{fk}	valor característico da resistência à tração do FRP [MPa]
$f_{Kc,k}$	resistência à compressão do adesivo
$f_{Kt,k}$	resistência à tração do adesivo
f_{yd}	valor de cálculo da tensão de cedência do aço [MPa]
$f_{syd,r}$	valor de cálculo da tensão de cedência do aço de reforço [MPa]
f_{yk}	valor característico da tensão de cedência do aço [MPa]
f_{ywd}	valor de cálculo da tensão de cedência do aço das armaduras de esforço transversal [MPa]
$G_{k,i}$	valor característico de uma ação permanente i [kN/m²]
k	número de modos a serem considerados numa análise espacial
k_ϵ	coeficiente de redução do confinamento
k_λ	fator de correção
L	comprimento total de fixação da chapa metálica; comprimento da solda
l_b	comprimento de amarração
$l_{b,max}$	Comprimento de amarração máximo
l_{eff}	comprimento efetivo da solda
M_{Ed}	valor de cálculo do momento fletor
M_{Edf}	valor de cálculo do momento na secção reforçada
$M_{Ed,red}^+$	valor de cálculo do momento fletor no vão após uma redistribuição
$M_{Ed,red}^-$	valor de cálculo do momento fletor no apoio após uma redistribuição
M_{Ekf}	valor característico do momento após o reforço com FRP
M_{Rd}	valor de cálculo da resistência ao momento fletor
$M_{Rd,0}$	valor de cálculo da resistência ao momento fletor da secção não reforçada
M_y^*	valor do momento fletor a adotar nas verificações de capacidade

n	número de ancoragens metálicas
n_f	número de camadas de FRP sobrepostas;
n_{pisos}	número de pisos acima da fundação ou nível superior de uma cave rígida
n_v	número de vértices do elemento
N_{Ed}	valor de cálculo do esforço normal
N_{Rd}	valor de cálculo da resistência ao esforço normal
$Q_{k,1}$	valor característico da ação variável base [kN/m ²]
$Q_{k,i}$	valor característico de ações variáveis [kN/m ²]
q	coeficiente de comportamento
S	coeficiente de solo
s	espaçamento da armadura transversal
s_f	espaçamento entre os estribos de FRP
$s_{r,max}$	distância máxima entre fendas
T_1	período de vibração fundamental
T_C	limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante
T_k	período de vibração do modo k
$V_{Rd,c}$	valor de cálculo da resistência do elemento sem armadura transversal
$V_{Rd,max}$	valor de cálculo da resistência máxima ao esforço transversal máximo resistente
$V_{Rd,s}$	valor de cálculo da resistência da armadura transversal
V_{Ed}	valor de cálculo do esforço transversal
V_{Edf}	valor de cálculo do esforço transversal para um elemento reforçado com FRP
V_{Rd}	valor de cálculo da resistência ao esforço transversal
V_R^*	valor do esforço transversal a adotar nas verificações de capacidade
$V_{Rdf,erf}$	valor de cálculo da resistência do esforço transversal de um elemento com estribos de FRP
v_{Edi}	valor de cálculo da tensão tangencial na junta
v_{Rdi}	valor de cálculo da resistência à tensão tangencial na junta
x	Direção x
x	profundidade do eixo neutro
x_E	distância do ponto E até ao eixo do apoio
y	Direção y
z	braço do binário das forças interiores
z	Direção z
z_f	distancia do FRP à face superior do elemento
$(1/r)$	curvatura
θ	inclinação das bielas de compressão do betão
θ_{pl}	valor da rotação plástica admissível
$\theta_{pl,d}$	valor básico rotação plástica admissível
α_{cc}	coeficiente para carregamento a longo prazo
α_n	coeficiente de redução da área efetiva em planta
α_s	coeficiente de redução da área efetiva em alçado
β	relação entre o esforço longitudinal na secção de betão novo e o esforço longitudinal total
β_w	fator de correlação para soldaduras de ângulo
γ_b	coeficiente parcial de segurança para adesivos
γ_c	coeficiente parcial de segurança relativo ao betão
$\gamma_{ck,c}$	coeficiente parcial de segurança para a resistência triaxial do betão;
γ_E	coeficiente parcial de segurança para o cálculo da tensão do reforço ao corte com FRP

γ_f	coeficiente parcial de segurança relativo ao FRP
γ_G	coeficiente parcial de segurança relativo às ações permanentes
γ_I (SD)	coeficiente parcial de segurança para o estado limite de danos severos
γ_{Me}	coeficiente parcial de segurança do elemento estrutural sem reforço com FRP
γ_{nM}	coeficiente parcial de segurança de monolitismo para a flexão
γ_{nV}	coeficiente parcial de segurança de monolitismo para o corte
γ_Q	coeficiente parcial de segurança relativo às ações variáveis
γ_s	coeficiente parcial de segurança relativo ao aço
δ	coeficiente de uma redistribuição de momentos fletores
ε_c	extensão do betão à compressão
ε_{cm}	extensão média no betão entre fendas
ε_{fd}	extensão de cálculo de cedência do FRP
ε_{fk}	extensão característica de cedência do FRP
$\varepsilon_{f,eff}$	extensão efetiva num estribo de FRP
$\varepsilon_{f,limite}$	extensão limite do FRP
ε_s	extensão do aço
ε_{sm}	extensão média da armadura
φ	coeficiente
ϕ	diâmetro do parafuso
ψ_0	coeficiente de combinação da ação variável Q_0
$\psi_{1,i}$	coeficiente de combinação da ação variável Q_i
$\psi_{2,i}$	coeficiente de combinação quase-permanente da ação variável Q_i
$\psi_{E,i}$	coeficiente de combinação para ação variável i
ζ	coeficiente de amortecimento
λ	esbelteza
μ	coeficiente que depende da rugosidade da junta
ν_{Edi}	valor de cálculo da tensão tangencial na junta
ν_{Rdi}	valor de cálculo da resistência à tensão tangencial na junta
ρ_f	taxa de FRP num confinamento
σ_2	tensão efetiva de compressão lateral no estado limite último devido ao confinamento
σ_f	tensão no FRP [MPa]
σ_n	tensão devida ao esforço normal exterior mínimo na junta
$\tau_{bearing}$	valor de cálculo das tensões tangenciais na ligação
$\tau_{K,k}$	resistência ao corte característica do adesivo epóxi
τ_{Rd}	valor de cálculo da resistência a tensões tangenciais

1

INTRODUÇÃO

1.1. OBJETIVOS DE ESTUDO

O tema da reabilitação e reforço de estruturas é cada vez mais valorizado globalmente, havendo um crescente interesse em agrupar as técnicas de reforço com o objetivo de criar um guia prático que possa ser seguido na realização de projetos de intervenção e reforço de estruturas.

A intervenção numa estrutura já existente apresenta alguns desafios distintos do dimensionamento de uma estrutura nova, nomeadamente as técnicas utilizadas. Ao contrário do que acontece num projeto de dimensionamento de uma estrutura nova, é necessário fazer um levantamento da geometria, das disposições construtivas e dos materiais utilizados bem como avaliar o estado de conservação. Através desta análise é possível identificar o tipo de intervenção que a estrutura necessita e os elementos que devem ser intervencionados.

A presente dissertação foi realizada em contexto de ambiente empresarial. O tema proposto tem como objeto de estudo um caso específico de reabilitação e reforço estrutural possibilitando a aplicação prática das metodologias de avaliação de segurança e das técnicas de reforço abordadas.

1.2. ENQUADRAMENTO GERAL

Atualmente, grande parte das estruturas construídas são em betão armado. As características que tornam o betão armado o processo construtivo mais utilizado são a elevada resistência do betão à compressão, a sua versatilidade, a resistência ao fogo e ainda o facto de ser um material económico e de fácil aplicação, não sendo assim necessária mão de obra especializada.

A construção de estruturas de betão armado tornou-se um método amplamente utilizado em Portugal nos anos 60, devido aos avanços tecnológicos nesta área. Muitas das estruturas construídas em Portugal com esta técnica estão a chegar agora ao fim do seu tempo de vida útil, sendo necessário reabilitá-las.

Com isto, surge a necessidade de realizar um levantamento das técnicas de reforço de elementos estruturais típicos, tais como vigas, pilares e lajes, bem como sistematizar as metodologias de cálculo que permitem o dimensionamento do reforço estrutural. Esta dissertação visa dar um passo nesse sentido.

1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação foi estruturada em 6 Capítulos.

No primeiro capítulo é feita uma introdução ao tema abordado nesta dissertação e à sua relevância.

O Capítulo 2 descreve os vários aspetos que envolvem a avaliação de segurança de uma estrutura existente e apresenta algumas das técnicas que podem ser aplicadas no reforço dos seus elementos, dando mais destaque às técnicas aplicadas nos capítulos seguintes. Para além da apresentação das técnicas, é incluído ainda um “guia” com os principais passos para o dimensionamento em função do tipo de material escolhido para o reforço.

No Capítulo 3 é apresentado o caso prático de estudo, descreve-se o processo de desenvolvimento do modelo de cálculo através do software ROBOT e é feita a avaliação da segurança da estrutura existente.

No Capítulo 4 apresentam-se as várias soluções de reforço dimensionadas para o caso de estudo e explicam-se algumas das dificuldades encontradas no processo.

No Capítulo 5 é feita uma comparação entre algumas soluções de reforço obtidas utilizando diferentes técnicas e diferentes materiais.

Por fim, no Capítulo 6 são apresentadas as principais conclusões obtidas neste trabalho.

2

REFORÇO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO

2.1. GENERALIDADES

A falta de manutenção e a degradação provocada pela utilização de um edifício ao longo dos anos leva ao aparecimento de patologias, sendo necessário avaliar se estas comprometem a segurança estrutural do edifício. Para além disso, muitos dos edifícios mais antigos foram projetados seguindo regulamentações e normas já ultrapassadas.

A avaliação da segurança de estruturas existentes tem como objetivo identificar estas patologias e concluir se a estrutura apresenta um comportamento adequado às exigências em vigor para o seu futuro uso. Para isso, é necessário fazer um levantamento da documentação existente relativamente ao seu projeto inicial e das suas condições atuais.

Uma vez identificados os problemas de uma estrutura, é necessário identificar a técnica que melhor responde às necessidades de reforço de cada elemento. Os materiais mais usados no reforço de elementos de betão armado são o aço, o betão armado ou os polímeros reforçados com fibras.

Algumas das técnicas usadas no reforço de elementos de betão armado são a colagem de chapas metálicas ou elementos de FRP, a inserção de laminados de FRP no betão e o encamisamento, que pode ser feito utilizando qualquer um dos materiais enumerados.

Neste capítulo é abordada a metodologia de uma avaliação de segurança estrutural e são descritas algumas técnicas de reforço, bem como os principais aspetos a ter em conta no seu dimensionamento.

2.2. AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DE ESTRUTURAS EXISTENTES

A portaria n.º 302/2019 [1] define que é necessária a elaboração de um relatório de avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios para as obras de ampliação, alteração ou reconstrução quando se verifica uma das seguintes condições:

- A estrutura de um edifício apresenta sinais evidentes de degradação;
- Ocorre uma alteração do comportamento estrutural do edifício;
- A área intervencionada exceda 15 % da área bruta de construção do edifício para edifícios de classes de importância III ou IV, ou 25 % para os restantes;
- O custo de construção excede 15% do custo de construção nova de um edifício equivalente para edifícios de classes de importância III ou IV, ou 25 % para os restantes;

2.2.1. ESTADOS LIMITES

De acordo com o EC8-3, o estado de dano de uma estrutura pode ser representado por um dos seguintes estados limites: estado limite de colapso iminente; estado limite de danos severos ou estado limite de limitação de danos.

O estado limite de colapso iminente (NC) ocorre quando uma estrutura se encontra severamente danificada, apresentando resistências reduzidas e rigidez lateral residual mesmo que os elementos verticais mantenham a capacidade de suportar cargas verticais. Neste estado limite a estrutura está próxima do colapso, verificando-se até que grande parte dos elementos não estruturais colapsaram, e são observados deslocamentos permanentes consideráveis/importantes. O período de retorno a ser considerado neste estado limite deve ser de 975 anos correspondente a uma probabilidade de excedência de aproximadamente 5% em 50 anos.

O estado limite de danos severos (SD) ocorre quando uma estrutura exhibe danos significativos, apresentando alguma resistência e com rigidez lateral residual, e os seus elementos verticais são capazes de suportar cargas verticais. Observam-se deslocamentos moderados e, relativamente aos elementos não estruturais, estes apresentam danos. Neste estado, a estrutura é ainda capaz de suportar réplicas sísmicas de intensidade moderada, no entanto é pouco provável que uma reparação da estrutura seja económica. O período de retorno a ser considerado neste estado limite deve ser de 308 anos correspondente a uma probabilidade de excedência de aproximadamente 15% em 50 anos.

Por fim, o estado limite de limitação de danos (DL) ocorre quando uma estrutura exhibe apenas danos ligeiros e os seus elementos estruturais não apresentam incursões significativas no regime plástico. Neste estado limite, as características de resistência e rigidez da estrutura são conservadas e os seus elementos não estruturais podem apresentar fendilhação distribuída, possibilitando uma reparação económica. Os deslocamentos laterais permanentes apresentados neste estado limite são desprezáveis. O período de retorno a ser considerado neste estado limite deve ser de 73 anos correspondente a uma probabilidade de excedência de aproximadamente 50% em 50 anos;

Em Portugal, é a classe de importância de um edifício que determina quais os estados limites que são necessários verificar. O EC8-3 estabelece que para as classes de importância I e II é apenas necessário verificar o estado limite de danos severos e que, caso o edifício pertença às classes de importância III e IV, deve ser feita a verificação dos estados limite de colapso iminente, de danos severos e de limitação de dano.

A classe de importância de edifício é definida segundo o Quadro 1.

Quadro 1 – Classe de Importância de um Edifício [2]

Classe de importância	Edifícios
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a proteção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais elétricas, etc.

O EC8-3 estabelece ainda que os valores da aceleração máxima de referência a_g a adotar para a verificação dos estados limites são obtidos multiplicando os valores de a_{gR} indicados no EC8-1 pelos coeficientes indicados no Quadro 2.

Quadro 2 – Valores de a_{gR} em função do estado limite [3]

Estado Limite	Ação Sísmica Tipo 1	Ação Sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
De colapso iminente (NC)	1.62	1.33	1.22
De danos severos (SD)	0.75	0.84	0.89
De limitação de dano (DL)	0.29	0.47	0.55

2.2.2. INFORMAÇÃO DE BASE NECESSÁRIA

A informação de base necessária para a realização de um projeto de reforço deve ser recolhida a partir de diversas fontes, incluindo:

- Documentação específica do edifício sobre o seu dimensionamento e sobre as intervenções a que o mesmo foi sujeito;
- Normas em vigor na época de construção e reabilitação;
- Medições e ensaios *in situ* e/ou em laboratório;
- Trabalhos de campo.

A partir destas fontes deve ser obtida a seguinte informação:

- Identificação do sistema estrutural e a sua conformidade com os critérios de regularidade definidos no EC8-1;
- Tipo de fundações;
- Condições do terreno;
- Dimensões, propriedades e estado dos elementos do edifício;
- Defeitos dos materiais;
- Disposições construtivas inadequadas;
- Critérios de cálculo sísmico utilizados no projeto inicial, quando aplicável;
- Tipo de utilização atual e/ou futura do edifício;
- Quantificação dos danos da estrutura, caso existam.

2.2.3. NÍVEIS DE CONHECIMENTO

Muitas das vezes não é possível agrupar com exatidão toda a informação de base necessária. Por este motivo, não é viável que uma estrutura existente seja avaliada como se de uma estrutura nova se tratasse, pois pode apresentar um nível de incerteza superior.

Devido a estes fatores, as estruturas existentes devem ser classificadas de acordo com um dado nível de conhecimento, útil para determinar que métodos de análise são adequados e que valores devem ser adotados para os coeficientes de confiança. O EC8-3 define que uma estrutura pode ser classificada num dos três níveis de conhecimento:

- KL1: Conhecimento limitado;
- KL2: Conhecimento normal;

- KL3: Conhecimento integral.

A mesma norma define ainda que os 3 fatores que determinam a classificação do nível de conhecimento de uma estrutura são:

- Geometria: propriedades geométricas dos elementos estruturais e não estruturais que possam afetar a resposta estrutural;
- Disposições construtivas: detalhes sobre as armaduras em betão armado e as ligações entre elementos metálicos por exemplo;
- Materiais: as propriedades mecânicas dos materiais.

A geometria de uma estrutura e as dimensões dos seus elementos podem ser conhecidas ou a partir de desenhos de dimensionamento ou a partir de uma inspeção que pode ser *in situ*, alargada ou completa. Nos casos em que o conhecimento é obtido pelos desenhos de dimensionamento, deve ser verificada no local uma amostragem suficiente das dimensões relativas à geometria global e das dimensões dos elementos. Caso se verifiquem diferenças significativas em relação aos desenhos de dimensionamento geral, deve ser realizada uma inspeção mais completa das dimensões. No Quadro 3 são apresentados os fatores que caracterizam cada nível de conhecimento.

Quadro 3 – Caracterização dos níveis de conhecimento [3]

Nível de Conhecimento	Geometria	Disposições Construtivas	Materiais
KL1	Inspeção <i>in situ</i> ou desenhos de dimensionamento	Projeto simulado de acordo com a prática de origem e a partir de uma inspeção <i>in situ limitada</i>	Valores por defeito de acordo com as normas em vigor à data da construção e a partir de ensaios <i>in situ limitados</i>
KL2	Inspeção alargada ou desenhos de dimensionamento	A partir dos desenhos de pormenor de origem incompletos com uma inspeção <i>in situ limitada</i> ou a partir de uma inspeção <i>in situ alargada</i>	A partir de especificações do projeto de origem com ensaios <i>in situ limitados</i> ou a partir de ensaios <i>in situ alargados</i>
KL3	Inspeção completa ou desenhos de dimensionamento	A partir dos desenhos de pormenor de origem com uma inspeção <i>in situ limitada</i> ou a partir de uma inspeção <i>in situ completa</i>	A partir de relatórios de ensaios de origem com ensaios <i>in situ limitados</i> ou a partir de ensaios <i>in situ completos</i>

A classificação dos níveis de inspeção é feita de acordo com a percentagem de elementos cujas disposições construtivas têm que ser verificadas. Para os ensaios dos materiais, a classificação é feita de acordo com o número de amostras de materiais por piso necessárias para os ensaios.

No Quadro 4 são apresentados os requisitos mínimos recomendados em Portugal para diferentes níveis de inspeção e de ensaio, para cada tipo de elemento primário (viga, pilar, parede).

Quadro 4 – Níveis de Inspeção e de Ensaio [3]

Nível de Inspeção e de Ensaio	Inspeção (% de elementos a verificar)	Ensaios (nº de amostras a verificar)
Limitado	20	1
Alargado	50	2
Completo	80	3

2.2.4. COEFICIENTES DE CONFIANÇA

Como já referido, a cada nível de conhecimento está associado um coeficiente de confiança. Segundo o Anexo Nacional do EC8-3, os valores usados em Portugal são os seguintes:

- $CF_{KL1} = 1.35$
- $CF_{KL2} = 1.20$
- $CF_{KL3} = 1.00$

Quando é necessário comparar a capacidade de um material com a exigência de uma verificação de segurança, os valores médios das propriedades dos materiais obtidos através de ensaios in situ ou de outras fontes de informação devem ser divididos pelo coeficiente de confiança, CF.

Para o cálculo da capacidade de resistência dos elementos dúcteis que transmitem os efeitos das ações aos elementos frágeis, os valores médios das propriedades dos materiais existentes obtidos através de ensaios in situ ou de outras fontes de informação devem ser multiplicados pelo coeficiente de confiança.

No Quadro 5 está um pequeno resumo sobre os métodos de análise e o coeficiente de confiança associado a cada nível de conhecimento.

Quadro 5 – Métodos de análise associados a cada nível de conhecimento [3]

Nível de Conhecimento	Métodos de Análise	CF
KL1	Forças laterais; Espectro de resposta modal; Coeficiente q	1.35
KL2	Todas as análises	1.20
KL3	Todas as análises	1.00

2.2.5. AÇÃO SÍSMICA E COMBINAÇÃO DE AÇÕES

A combinação dos efeitos da ação sísmica com os efeitos das outras cargas atuantes na estrutura deve ser feita seguindo a aplicação do coeficiente de combinação para a ação variável i , $\psi_{E,i}$, definido no EC8-1 como $\psi_{E,i} = \varphi * \psi_{2i}$, resultando na seguinte combinação:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} * Q_{k,i} \quad (2.1)$$

Segundo a secção 4.3.3.5.1 do EC8, a combinação das componentes horizontais da ação sísmica pode ser calculada através de uma combinação quadrática dos esforços devidos à aplicação da ação sísmica em cada direção ou ainda pelo seguinte método simplificado:

$$E_{Edx} + 0.30 E_{Edy} \quad (2.2)$$

$$0.30 E_{Edx} + E_{Edy} \quad (2.3)$$

em que E_{Edi} representa os esforços devidos à aplicação da ação sísmica segundo o eixo horizontal i e “+” significa “a combinar com”.

2.2.6. MÉTODOS DE ANÁLISE

Os métodos presentes na norma EC8-3 para avaliar os efeitos da ação sísmica são os seguintes:

- Análise por forças laterais (linear);
- Análise modal por espectro de resposta (linear)
- Análise estática não linear (pushover);
- Análise dinâmica temporal não linear;
- Abordagem por coeficiente de comportamento q .

Na abordagem por coeficiente de comportamento q é utilizado o espectro de cálculo para a análise elástica definido em 3.2.2.5 do EC8-1. Nos restantes métodos de análise, a ação sísmica a considerar deve ser a correspondente ao espectro de resposta elástica definido em 3.2.2.2 do EC8-1 ou às alternativas equivalentes em 3.2.3 da mesma norma.

Na escolha do método é importante ter em consideração as consequências da regularidade estrutural na análise e no cálculo sísmico. Os critérios de regularidade em planta ou em altura estão descritos em 4.2.3.2 e 4.2.3.3 do EC8-1, respetivamente.

O Quadro 6 resume as consequências da regularidade estrutural no tipo de modelo e no método linear admissível na análise sísmica:

Quadro 6 – Consequências da regularidade de um edifício [2]

Regularidade		Simplificações Admitidas	
Altura	Planta	Modelo	Análise elástica linear
Sim	Sim	Plano	Força lateral
Sim	Não	Espacial	Força lateral
Não	Sim	Plano	Modal
Não	Não	Espacial	Modal

Critérios para o uso de uma análise linear específicos para estruturas existentes

O EC8-3 impõe ainda uma nova condição para que a utilização de métodos de análise linear sejam viáveis para edifícios já existentes. “Esta nova condição permite avaliar se a estrutura é capaz de assegurar uma distribuição uniforme da exigência relativa a ductilidade, ou seja, caso a estrutura entre em regime não linear com uma distribuição uniforme de rácios, a sua resposta em termos de deformações seja aceitável” [4].

$$\rho = D/C \quad (2.4)$$

em que:

- D representa a exigência obtida a partir de uma análise linear para a combinação de ações sísmicas;
- C é a correspondente capacidade dos elementos.

Esta verificação deverá ser feita em todos os elementos primários “dúcteis” da estrutura, ou seja, com $\rho \geq 1$. Assim, a análise linear para estimar as deformações inelásticas dos elementos só é admissível caso a relação $\rho_{max}/\rho_{min} \leq 3$ se verifique.

“Na vizinhança dos nós viga-pilar, só é necessário avaliar a relação ρ_i nas secções em que se prevê a formação de rótulas plásticas por comparação da soma das capacidades de flexão das vigas com a mesma soma para os pilares” [3].

Para além desta verificação, o EC8-3 impõe que numa avaliação de uma estrutura existente, os métodos de análise lineares devem ser aplicados usando o espectro de resposta elástico, e não o espectro de cálculo.

2.2.6.1 Análise por forças laterais

Este método de análise linear pretende determinar o valor dos esforços e deslocamentos máximos de uma estrutura representando a ação sísmica como um grupo de forças horizontais num modelo numérico, para ambas as direções principais da estrutura separadamente.

Este tipo de análise pode ser aplicado em edifícios cuja resposta não seja significativamente afetada pelas contribuições dos modos de vibração mais elevados que o modo fundamental em cada direção principal. Isto verifica-se nos edifícios que cumpram os 2 requisitos:

- o edifício satisfaz os critérios de regularidade em altura apresentados em 4.2.3.3 do EC8-1;
- os períodos de vibração fundamentais T_1 nas duas direções principais da estrutura sejam inferiores a 4 vezes o valor do limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante, T_c , com um valor máximo de 2 segundos ($T_1 \leq 4 T_c$ e $T_1 \leq 2.0s$). O valor de T_c depende do tipo de terreno onde se localiza o edifício e pode ser obtido através dos quadros NA-3.2 e NA-3.3 do Anexo Nacional do EC8-1.

Esta análise deve ser realizada segundo as indicações do EC8-3.

2.2.6.2 Análise modal por espectro de resposta

Este método de análise, também linear, pode ser aplicado quando um edifício não cumpre os requisitos para a aplicação do método das forças laterais. Nesta análise devem ser consideradas as respostas de todos os modos de vibração que contribuam significativamente para a resposta global da estrutura. Isto acontece quando se verifica uma das condições:

- a soma das massas modais efetivas para os modos considerados é maior que 90% da massa total da estrutura;
- todos os modos com massas modais efetivas superiores a 5% da massa total são considerados.

Quando é usado um modelo espacial, estas condições devem ser verificadas em cada direção considerada e, nos casos em que os requisitos anteriores não possam ser satisfeitos, o número mínimo de modos a serem considerados numa análise espacial, k , deverá satisfazer dois critérios:

$$k \geq 3 \sqrt{n_{pisos}} \quad (2.5)$$

$$T_k \leq 0.20s \quad (2.6)$$

em que:

- n_{pisos} é o número de pisos acima da fundação ou do nível superior de uma cave rígida;

- T_k é o período de vibração do modo k .

No EC8-3 é descrito o procedimento adotado na realização de uma análise deste tipo.

2.2.6.3 Análise estática não linear (pushover);

Uma vez que as análises lineares são muito limitadas, para estimar o comportamento sísmico numa estrutura é comum recorrer ao uso de métodos de análise não lineares.

A análise estática não linear, também conhecido como *pushover*, é considerado o método de análise mais simples entre os métodos não lineares e consiste em usar uma técnica simplificada não linear para estimar as deformações estruturais sísmicas.

Quando os componentes individuais de uma estrutura entram em cedência, as forças são transferidas para os outros componentes da estrutura. O método pushover simula este fenómeno aplicando cargas horizontais até que seja identificado o elemento mais fraco da estrutura, alterando de seguida o modelo para incorporar as mudanças na estrutura causadas pela cedência desse mesmo elemento mais fraco. Com a obtenção deste novo modelo está concluída a primeira iteração. De seguida, é aplicado ao novo modelo o mesmo procedimento para que seja identificado o segundo elemento mais fraco, e assim sucessivamente até que seja identificado um padrão de cedência para toda a estrutura sob carga sísmica [5].

Relativamente ao tipo de modelo a ser usado nesta análise, o EC8-1 refere que os edifícios que cumpram os critérios definidos em 4.2.3.2 ou 4.3.3.1(8) desta mesma norma podem ser analisados utilizando dois modelos planos, um para cada direção horizontal, enquanto que para os restantes deve ser utilizado um modelo espacial, podendo ser realizadas duas análises independentes, cada uma com cargas laterais aplicadas numa só direção.

Esta análise permite ainda estabelecer uma curva de capacidade, que corresponde à relação entre o esforço transversal na base e o deslocamento de controlo. Esta é determinada através de uma análise pushover para valores do deslocamento de controlo entre zero e o valor correspondente a 150% do deslocamento-alvo. O deslocamento-alvo corresponde à exigência sísmica determinada a partir do espectro de resposta elástica em termos do deslocamento de um sistema equivalente com um grau de liberdade.

Na primeira e na terceira parte do EC8 é descrito detalhadamente o procedimento a adotar para realizar este tipo de análise.

2.2.6.4 Abordagem por coeficiente de comportamento q .

Quando uma estrutura é solicitada por uma ação sísmica, os seus elementos podem apresentar um comportamento não linear. Para evitar uma análise estrutural não elástica, o EC8 permite a utilização dos métodos de análise elástica (a análise por forças laterais e a análise por espectro de resposta linear) desde que seja aplicado um coeficiente de comportamento q . Ou seja, a ação sísmica é definida pelo espectro de cálculo obtido em 3.2.2.5 do EC8-1, em vez do espectro de resposta elástico.

De acordo com o paragrafo 4.2.(3) do EC8-3, pode ser adotado um valor de $q=1.5$ para estruturas de betão armado e $q=2.0$ para estruturas de aço, independentemente do tipo de estrutura. É permitida ainda a adoção de valores mais elevados para q , caso a ductilidade local e global disponível o justifique.

2.2.7. DECISÕES SOBRE A INTERVENÇÃO NA ESTRUTURA

O EC8-3 dita que na escolha do tipo de técnica, da extensão e da urgência da intervenção devem ser considerados os seguintes aspetos:

- a intervenção deverá corrigir adequadamente todos os efeitos locais importantes identificados;
- a regularidade estrutural do edifício, tanto em altura como em planta, deverá ser melhorada tanto quanto possível;
- as características de regularidade e resistência exigidas podem ser satisfeitas modificando a resistência e /ou rigidez de elementos existentes ou através da introdução de novos elementos estruturais;
- o aumento da resistência não deverá reduzir a ductilidade global da estrutura e a ductilidade local deverá ser aumentada onde necessário;;

A intervenção de um projeto de reforço pode ser feita tanto ao nível local como ao nível global da estrutura. Nas intervenções ao nível local, normalmente o objetivo é apenas reparar/reforçar elementos estruturais existentes. Já numa intervenção ao nível global da estrutura pode ser feita a modificação do sistema estrutural, adicionam-se novos elementos estruturais, etc. É comum a intervenção realizada ser uma combinação de vários tipos.

2.2.8. COEFICIENTES MONOLÍTICOS

Os coeficientes redutores do monolitismo representam a imperfeição da ligação entre o reforço e a estrutura existente, e supõe que a estrutura após o reforço deixa de funcionar como uma estrutura monolítica [6].

De acordo com A.4.2.2 do EC8-3, a fim de avaliar as capacidades de resistência e de deformação dos elementos encamisados com betão armado pode-se assumir simplificadaamente que o elemento encamisado tem um comportamento monolítico, e que as propriedades do betão do encamisamento são consideradas como aplicando-se a toda a secção do elemento. Aos valores calculados de acordo com estas hipóteses, são aplicados coeficientes monolíticos para obter os valores a adotar nas verificações da capacidade. O EC8-3 propõe os seguintes valores:

$$V_R^* = 0.9 V_R \quad (2.7)$$

$$M_y^* = M_y \quad (2.8)$$

Embora influenciem o comportamento do pilar, o efeito de parâmetros como a espessura e o tipo de encamisamento (parcial ou total) não são tidos em conta na aplicação dos coeficientes de monolitismo propostos no código [7].

Segundo Appleton et al. (1997), podem-se assumir como coeficientes de monolitismo para a flexão e para o corte de vigas como $\gamma_{nM} = 1.00$ e $\gamma_{nV} = 0.90$, respetivamente [8].

2.3. TÉCNICAS DE REFORÇO

A escolha da técnica de reforço mais adequada deve ser feita tendo em consideração vários fatores tais como as características estruturais a serem melhoradas (a resistência axial, ao corte, à flexão, o aumento da ductilidade, a redução da fendilhação e/ou o controlo da deformação por exemplo), o nível de

melhoramento necessário, que é limitado para alguns dos métodos de reforço, e a compatibilidade entre a solução de reforço e o elemento de betão armado existente. A necessidade de novas medidas, como por exemplo a resistência ao fogo, deve ser também avaliada.

A reversibilidade da técnica escolhida, o tempo necessário para a sua aplicação e o seu custo são fatores que podem inviabilizar a sua utilização. Em alguns casos, a escolha da técnica de reforço pode também depender da fiabilidade do empreiteiro, avaliada com base em trabalhos prévios usando a técnica específica [9].

2.3.1. REFORÇO COM BETÃO ARMADO

2.3.1.1 Encamisamento com betão armado

O encamisamento com betão armado é uma técnica de reforço que consiste em aumentar a secção do elemento estrutural, adicionando uma nova camada de betão armado que liga ao elemento já existente.

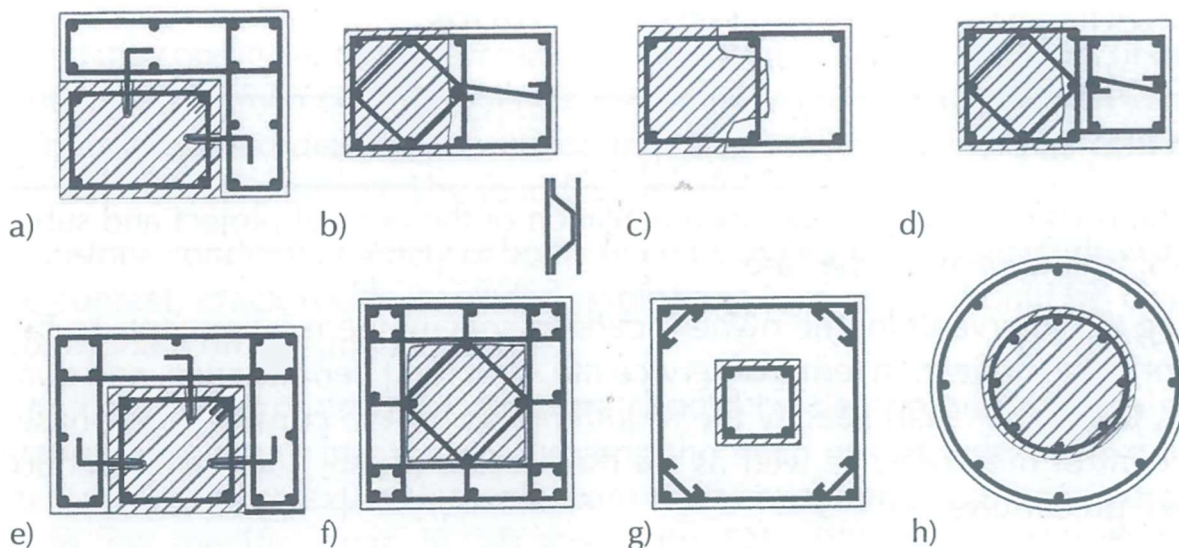


Fig. 1 – Exemplos de encamisamento com betão armado de pilares [9]

Esta técnica pode ser usada para aumentar a resistência aos esforços axiais, ao corte e à flexão de pilares ou vigas, bem como a sua ductilidade, sendo a técnica mais adequada quando existe um aumento de cargas muito significativo na estrutura. Pode também ser usada para aumentar a resistência ao fogo ou para aumentar a durabilidade do elemento, sendo para isso usados encamisamentos muito finos e sem adicionar armaduras. No entanto, o encamisamento não é adequado quando apenas é necessário restaurar um pilar de betão armado danificado para a sua capacidade original ou quando são exigidas soluções reversíveis.

Vantagens em relação a outros métodos construtivos:

- O aumento da rigidez da estrutura pode ser uniforme, evitando assim em alguns casos ser necessário reforçar as fundações [9];
- É um método de aplicação simples, que utiliza os mesmos materiais habitualmente usados na construção com betão armado;
- Aumento da durabilidade e resistência ao fogo do elemento reforçado;

- Económico relativamente a soluções com outros materiais;

Desvantagens em relação a outros métodos construtivos:

- Alarga a secção do elemento reforçado;
- O aumento da rigidez dos elementos reforçados com esta técnica requer uma avaliação do comportamento de toda a estrutura;
- Exige tempo para o betão curar;

O tipo de encamisamento deve ser determinado segundo as necessidades do dimensionamento e em muitos casos pelas limitações ao aumento da secção transversal do elemento, impostas pela presença de juntas de dilatação ou imposições arquitetónicas por exemplo. É frequente a aplicação de encamisamentos parciais em vigas e em pilares que não permitam o aumento da secção numa dada direção. Porém, só é possível aplicar um encamisamento total em pilares.

Quando o reforço é dimensionado com esta técnica, é necessário manter a continuidade entre pisos dos pilares reforçados e o betão usado na camada de reforço deve ter pelo menos mais 5MPa de resistência que o betão do elemento existente [8].

Como já referido nas vantagens deste método, o encamisamento com betão armado não requer nenhum conhecimento de aplicação ou equipamento específico para além dos métodos construtivos habitualmente usados na construção com betão armado. Contudo, é essencial preparar a superfície do elemento estrutural existente, com o objetivo de assegurar uma boa adesão por parte do novo betão. Nesta preparação, as armaduras existentes deverão ser expostas, para que seja possível remover qualquer ferrugem existente e aplicar os tratamentos adequados, e para garantir que a superfície de betão apresenta uma limpeza e rugosidade adequadas [9].

2.3.1.2 Adição de uma nova camada de betão

Esta técnica, também conhecida por “*shotcrete*” é frequentemente usada para reparar e reforçar estruturas de betão armado e consiste em sobrepor a superfície superior ou a superfície inferior de um elemento existente, normalmente lajes, com uma nova camada de betão. Um dos argumentos principais para o uso deste método é a compatibilidade da nova camada de betão com o material do elemento estrutural já existente.

Esta técnica deve ser adotada quando a superfície da estrutura de betão armado existente também está danificada, uma vez que é necessário remover uma camada superior ao betão existente e aumentar a rugosidade da superfície antes da aplicação da nova camada.

O revestimento da superfície superior aumenta a espessura do elemento existente melhorando a segurança, o desempenho em serviço e a durabilidade do elemento. O revestimento da superfície inferior melhora a resistência à flexão e ao corte e o desempenho à fadiga. Para além de aumentar a resistência do elemento, as camadas de betão adicionais vão aumentar a rigidez. Uma desvantagem desta técnica é que ao adicionar uma nova camada de betão, estamos a aumentar o peso próprio do elemento [9].

Relativamente aos materiais, é recomendado usar um betão fácil de trabalhar, e de preferência com pouca fluência. Dependendo da aplicação, betão auto-compactável pode ser o indicado. Devem ser acrescentadas armaduras, mesmo em zonas de compressão, para controlar a fendilhação.

Para além de uma ligação adesiva entre as camadas, pode ser necessária a utilização de conetores ou armaduras que intersem a interface entre a nova camada de betão e o betão do elemento existente para

que se verifique a segurança na junta. Para a sua instalação, pode ser necessário usar caldas de injeção adequadas.

2.3.1.3 Dimensionamento de reforço com betão armado

A espessura do encamisamento deve ser suficiente para conferir ao elemento a resistência aos esforços necessária, e deve ser também suficiente para assegurar boas condições de betonagem. Por isso, a espessura mínima a usar depende também do tipo de técnica de aplicação. Geralmente é recomendada uma espessura mínima de 100mm, exceto quando a aplicação é feita através de *shotcrete*, onde a espessura mínima recomendada é de 50mm. Os varões dos estribos a serem usados no reforço não devem ter menos que 8mm de diâmetro e o espaçamento não deverá ser menor do que 0.10m [8]. Antes de dimensionar o reforço, é necessário verificar a segurança aos esforços axiais, à flexão e ao corte dos elementos para identificar as zonas críticas. Na análise da verificação de segurança à flexão, a avaliação dos esforços numa secção deve ser feita através de um equilíbrio de forças, de acordo com a secção 3.1.7.(3) do EC2. Para além das verificações em relação a esforços, é também necessário verificar as extensões das armaduras existentes no elemento.

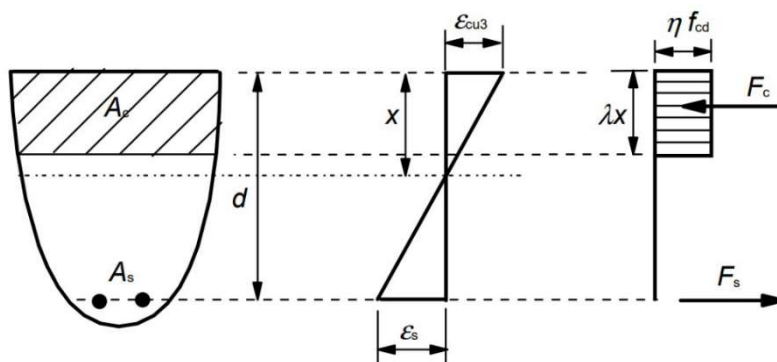


Fig. 2 – Distribuição retangular de tensões [10]

Após serem identificadas as secções do elemento que necessitam de reforço, prossegue-se então para o dimensionamento. Deve ser assumida uma adesão perfeita entre o elemento existente e o reforço a ser dimensionado, e devem ainda ser utilizados os coeficientes monolíticos $\gamma_{nM} = 1.0$ e $\gamma_{nV} = 0.9$ [8]. O dimensionamento de um encamisamento com betão armado é um processo iterativo em que se vai aumentando a espessura do encamisamento e a quantidade de armaduras até que o elemento possua capacidade suficiente para suportar os esforços axiais, fletores e transversais para os quais está a ser dimensionado.

Esforços Axiais

A resistência axial do elemento reforçado deve ser calculada de acordo com a resistência à compressão do betão existente e do betão usado para o encamisamento.

Segundo o Anexo A do EC8-3, a fim de avaliar as capacidades de resistência e de deformação dos elementos encamisados pode-se assumir simplificadaamente que o elemento encamisado tem um comportamento monolítico, e que as propriedades do betão do encamisamento são consideradas como aplicando-se a toda a secção do elemento.

Flexão

O dimensionamento do reforço à flexão para pilares encamisados é feito através de um equilíbrio de forças nas secções mais condicionantes, como o representado na Fig. 3. Os diagramas de extensões representados neste capítulo assumem simplificadamente que o reforço é aplicado quando o elemento está em repouso.

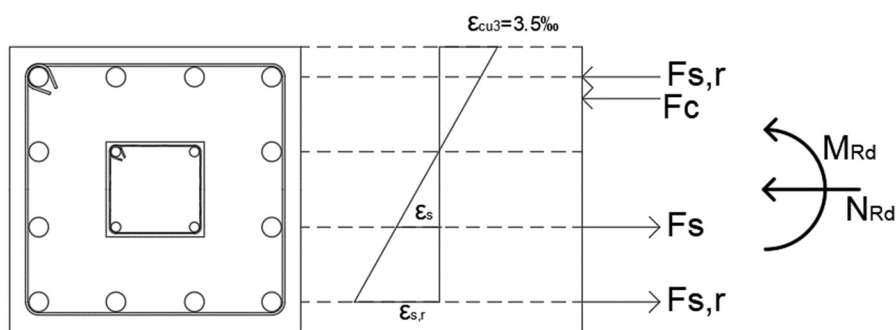


Fig. 3 – Equilíbrio interno de forças num pilar reforçado com um encamisamento de betão armado

Para o reforço de vigas à flexão, uma vez que num encamisamento com betão armado não é reforçada a superfície superior da viga, a sua resistência a momentos negativos apenas depende da solução de armaduras já existente e das dimensões do elemento após o reforço, ou seja, a capacidade da viga de resistir a momentos negativos só aumenta com o aumento da espessura do encamisamento. Assim sendo, para minimizar a espessura do encamisamento é essencial reduzir os momentos negativos para os quais é dimensionado o reforço.

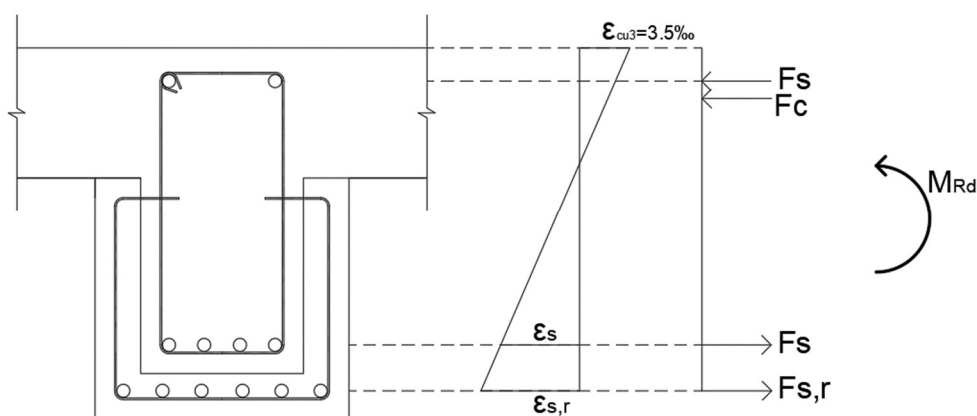


Fig. 4 – Equilíbrio interno de forças numa viga reforçada com um encamisamento de betão armado

Um método que o permite fazer é redistribuir os momentos fletores de acordo com os limites presentes na secção 5.5 do EC2 ou, caso estes não se verifiquem, fazendo uma avaliação explícita da capacidade de rotação da viga. Com isto, é possível igualar os momentos negativos à capacidade máxima da viga, sendo apenas necessário dimensionar as armaduras inferiores inseridas no encamisamento em função do momento máximo positivo após a redistribuição.

Assim, o primeiro passo no dimensionamento de reforço à flexão para vigas passa por escolher a largura do encamisamento em cada direção, tendo em atenção que nos casos em que é necessária a aplicação de

estribos, é necessário encamisar pelo menos uma das laterais da viga. De seguida, calcula-se a resistência máxima da viga a momentos negativos para as dimensões obtidas e verifica-se a possibilidade de redistribuir os momentos flettores para esse valor. Nos casos em que não seja possível, dá-se uma nova iteração aumentando as espessuras de encamisamento. Quando possível, resta apenas dimensionar as armaduras em função do momento máximo redistribuído.

Esforços transversais

Quando aplicável, é necessário dimensionar os estribos para que se verifique a segurança ao corte. O dimensionamento é feito somando a resistência ao corte do elemento original com a resistência conferida pelos estribos de reforço [8].

$$V_{Rd,s} \geq V_{Ed} \quad (2.11)$$

$$V_{Rd,s} = V_{Rd,s \text{ inicial}} + \gamma_{nV} * \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_r z * f_{ywd} * \cot \theta \quad (2.12)$$

Corte na interface entre dois tipos de betão

Por fim, é necessário verificar a segurança ao corte da área de interface entre o encamisamento e o elemento existente de acordo com 6.2.5 do EC2, com a aplicação do coeficiente monolítico γ_{nV} .

$$v_{Rdi} \geq v_{Edi} \quad (2.13)$$

$$v_{Edi} = \beta * v_{Ed} / (z * b_i) \quad (2.14)$$

$$v_{Rdi} = \gamma_{nV} * (c * f_{ctd} + \mu * \sigma_n + \rho * f_{yd} (\mu * \sin \alpha + \cos \alpha)) < \mu * f_{cd} / 2 \quad (2.15)$$

Na ausência de informações mais detalhadas, os coeficientes que dependem da rugosidade da junta, c e μ , podem ser atribuídos em função do tipo de superfície:

- Superfícies muito lisas: $c=0.025$ a 0.10 e $\mu=0.5$;
- Superfícies lisas: $c=0.20$ e $\mu=0.6$;
- Superfícies rugosa: $c=0.40$ e $\mu=0.7$;
- Superfícies indentada: $c=0.50$ e $\mu=0.9$.

2.3.2. REFORÇO COM ELEMENTOS METÁLICOS

A principal vantagem da utilização de elementos metálicos no reforço de estruturas é a possibilidade de aumentar a resistência dos elementos sem que para isso seja necessário aumentar significativamente as dimensões do elemento, como no caso dos reforços com betão armado, contribuindo para um impacto reduzido na arquitetura do edifício.

A aplicação deste material no reforço de pilares pode ser feito através de um encamisamento metálico ou através de colagem com uma resina do tipo epóxi de chapas metálicas. Para o reforço de vigas, lajes ou paredes, apenas é utilizada a colagem de chapas metálicas com resina epóxi.

2.3.2.1 Encamisamento metálico

O encamisamento com chapas metálicas é uma técnica de reparação e/ou reforço de pilares que pode ser aplicada não só em elementos de betão armado mas também em estruturas de alvenaria. Este tipo de encamisamento é aplicado para melhorar a ductilidade e a resistência ao corte de pilares e por esse

motivo é uma boa solução para zonas de elevada atividade sísmica. O encamisamento de um pilar com chapas metálicas aumenta também o confinamento do betão armado, melhorando a sua resistência à compressão e ao corte.

O confinamento tem também um elevado contributo quando as distâncias de amarração são deficientes, que é um problema recorrente em estruturas antigas uma vez que quando a regulamentação antiga foi publicada estes fenómenos ainda não eram bem compreendidos. Os encamisamentos externos com aço podem ainda ser usados como amarração em zonas de ligação de elementos, devido a atuarem exatamente como os estribos internos.

Um encamisamento com chapas metálicas pode ser aplicado através de duas técnicas: *steel caging* e colagem de chapas metálicas com resina epóxi.

2.3.2.1.1 Encamisamento por *steel caging*

Um encamisamento do tipo *steel caging* é formado por 4 cantoneiras, uma em cada canto do elemento, que são unidas por tiras ou chapas metálicas dispostas perpendicularmente.

“Qualquer vazio entre a *steel cage* e o elemento existente é preenchido por uma argamassa de cimento sem encolhimento ou uma argamassa epóxi, embora isto não seja necessário se as superfícies do betão forem planas e suaves. Na prática, para assegurar um ajuste apertado, as cantoneiras são pré-esforçadas lateralmente antes de serem soldadas. Alternativamente ao pré-esforço, as tiras metálicas podem ser pré-aquecidas para 250-300°C antes de serem soldadas, provocando um encolhimento quando estas arrefecem. É necessário um cuidado adicional ao aplicar as chapas pré-aquecidas para prevenir uma distribuição de tensões irregular. No entanto, deve ser esperada alguma redução do efeito do confinamento ao longo do tempo devido à fluência do betão” [9].

Quanto aos materiais usados neste tipo de reforço, o Bulletin 103 da FIB informa que as cantoneiras usadas nesta técnica não devem ter dimensões menores que 50x50x5mm. Relativamente às chapas metálicas, estas não devem ser menores que 25x4 mm e a distância entre chapas não deve ser maior que metade da menor dimensão do pilar ou 150mm, sendo frequentemente usado um espaçamento de 100mm. As cantoneiras e as chapas metálicas devem ser constituídas por um aço soldável com uma resistência à tração entre 360 e 510MPa.

Caso seja uma aplicação parcial, a “caixa/jaula” deve ser prolongada para cima e para baixo da região danificada uma distância de pelo menos uma vez e meia a secção transversal máxima do pilar.

Esta técnica de encamisamento metálico também contribui para transferir as cargas para as fundações e, embora seja pouco frequente, deve ser verificada a encurvadura.

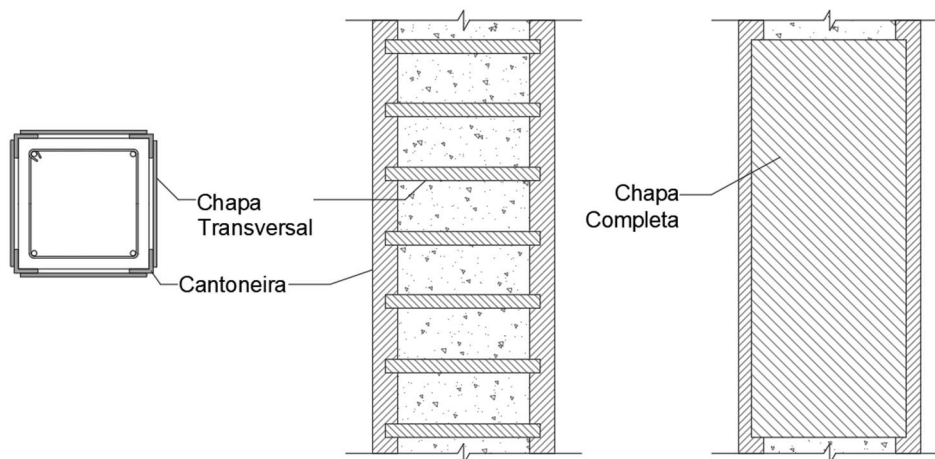


Fig. 5 – Exemplo de aplicação de *steel caging* (adaptado de [9])

2.3.2.1.2 Encamisamento por colagem de chapas metálicas com resina epóxi

Esta técnica consiste na aplicação de chapas metálicas planas a sobrepor chapas metálicas em U, que são juntas por soldadura e unidas ao betão por diferentes configurações usando resina epóxi. À semelhança das *steel cages*, podem ser usadas tiras distribuídas ao longo do elemento ou chapas de aço completas que cobrem toda a altura do pilar.

As chapas usadas nesta técnica devem ter uma tensão de cedência entre 240 e 450 MPa e a espessura não deve ser maior que 4 mm, sendo normalmente usadas chapas com 1 a 1.5mm que podem ser aplicadas em apenas uma ou mais camadas usando adesivos de epóxi. Além disso, o uso de chapas finas permite uma melhor ligação ao elemento pois cada anomalia na superfície de betão é seguida sem adicionar tensões locais extra. É por isto que, em muitos casos, é preferível usar várias camadas a uma única camada mais grossa [9].

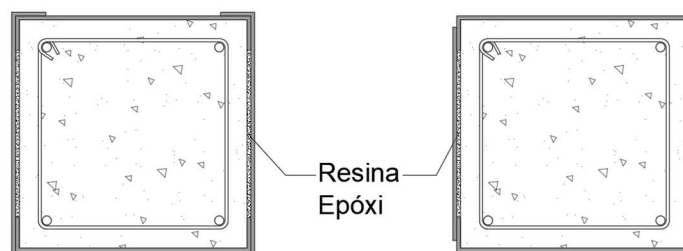


Fig. 6 – Exemplo de aplicação de encamisamento por colagem de chapas metálicas com resina epóxi (adaptado de [9])

2.3.2.2 Colagem de chapas metálicas

Para reforçar elementos como vigas com armadura exterior, ao contrário do que acontece num encamisamento metálico, as chapas metálicas não são aplicadas em todas as faces do elemento. Tal como a técnica descrita anteriormente, esta é adequada quando a armadura de um elemento é insuficiente e não é desejável alterar as suas dimensões.

Para que seja possível aplicar esta técnica de reforço, o betão do elemento existente deve-se encontrar em boas condições para que seja possível fazer a ligação entre o elemento e o reforço. A ligação pode ser feita através de fixadores metálicos, com colagem simples com resina epóxi ou ainda por uma combinação de ambos. Quando a ligação é dimensionada sem fixadores metálicos, os mesmos devem ser aplicados nas extremidades para evitar o colapso prematuro da estrutura. Podem ainda ser usadas cantoneiras para amarrados os elementos metálicos na extremidade do elemento reforçado a um outro elemento da estrutura.

Tal como para o encamisamento através de colagem de chapas metálicas com resina epóxi, o aço usado neste técnica de reforço não deve ser de resistência muito elevada, a espessura da chapa metálica deve ser menor que 4mm e a largura recomendada varia entre 50mm e 300mm [8]. Quando são acrescentados fixadores metálicos a uma ligação através de resina epóxi, pode ser usada uma chapa com espessura até 12mm, aumentando a largura mínima recomendável para 80mm. Uma espessura elevada da camada de resina leva a uma colagem menos eficiente, por isso esta deve ser menor que 2mm [9].

Quando é reforçada uma viga com este método, não é recomendada a utilização de uma chapa com a mesma largura que a secção do elemento uma vez que isso pode levar à quebra dos cantos do elemento.

Apesar de esta técnica ser simples e eficaz, apresenta várias desvantagens: as chapas metálicas podem sofrer corrosão, resultando na deterioração da ligação; dificuldades no manuseamento das chapas metálicas na obra; a necessidade de andaimes e a limitação nos tamanhos de chapa disponíveis [11].

2.3.2.3 Dimensionamento de reforço com elementos metálicos

O dimensionamento do reforço com elementos metálicos é calculado de forma semelhante à dos reforços em betão armado. Deve ser feita a verificação de segurança aos diferentes esforços, e identificadas as secções críticas de acordo com 3.1.7.(3) do EC2 como descrito anteriormente.

Esforços Axiais

Nos casos em que é feito um encamisamento metálico, o reforço confina o elemento de betão, aumentando a sua resistência à compressão. Para ter em conta esse efeito, a resistência do betão deve ser calculada seguindo os princípios relativos a betão cintado do EC2. O valor característico da tensão da rotura do betão cintado à compressão, $f_{ck,c}$, depende da tensão efetiva de compressão lateral exercida pelo reforço metálico que envolve o elemento de betão armado, σ_2 .

$$f_{ck,c} = f_{ck}(1.000 + 5.0 \sigma_2/f_{ck}) \quad \text{para } \sigma_2 \leq 0.05 f_{ck} \quad (2.16)$$

$$f_{ck,c} = f_{ck}(1.125 + 2.50 \sigma_2/f_{ck}) \quad \text{para } \sigma_2 > 0.05 f_{ck} \quad (2.17)$$

A tensão σ_2 pode ser calculada de acordo com [12]:

$$\frac{\sigma_2}{f_{ck}} = \frac{1}{2} \alpha_n \alpha_s \omega_{wc} \quad (2.18)$$

em que:

- ω_{wc} é a percentagem mecânica de armadura de confinamento:

$$\omega_{wc} = \frac{V_{aço}}{V_{betão}} * \frac{f_{syd}}{f_{cd}} \quad (2.19)$$

- α_s é o coeficiente de redução da área efetiva em alçado, sendo s o espaçamento da armadura transversal e b_0 a distância entre as chapas que confinam o betão:

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 b_0}\right)^2 \quad (2.20)$$

- α_n é o coeficiente de redução da área efetiva em planta, sendo n_v o número de vértices do elemento reforçado:

$$\alpha_n = \left(1 - \frac{8}{3} \frac{1}{n_v}\right) \quad (2.21)$$

Flexão

O dimensionamento da área de aço necessária para reforçar à flexão também é feito através de um equilíbrio interno de forças na secção transversal do elemento, como ilustrado na Fig. 7. Deve ser verificada a ductilidade da viga no apoio e, nos casos em que seja feita uma redistribuição de momentos fletores, deve ser garantido que não se formam rótulas plásticas.

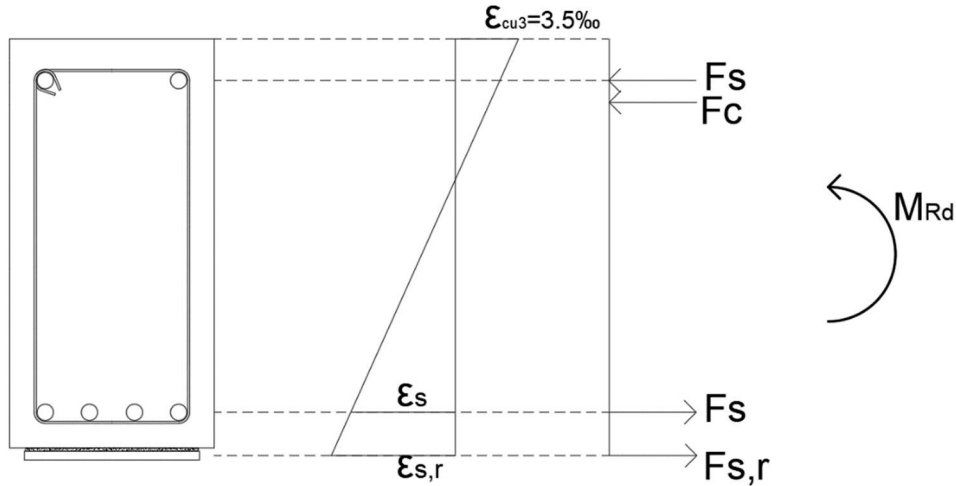


Fig. 7 – Equilíbrio interno de forças numa viga reforçada com colagem de uma chapa metálica

Esforços Transversais

Nos casos em que a segurança ao corte não seja verificada, o reforço deve ser feito adicionando chapas nas laterais do elemento. A resistência total do elemento deve ser calculada somando a resistência original com a resistência ao corte conferida pelas chapas de reforço.

$$V_{Rd,s} \geq V_{Ed} \quad (2.22)$$

$$V_{Rd,s} = V_{Rd,s \text{ inicial}} + \gamma_{nV} * \left(\frac{A_{sw,r}}{s}\right) * z * f_{ywd} \quad (2.23)$$

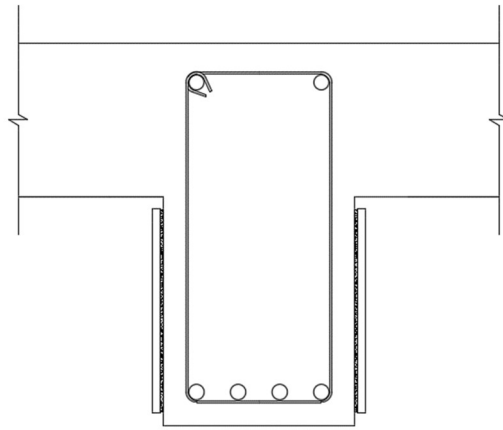


Fig. 8 – Viga reforçada ao corte com chapas metálicas

Corte na interface entre o betão e o aço

Relativamente à verificação ao corte da área de interface, é necessária uma abordagem diferente à utilizada para reforço com betão armado pois neste caso trata-se de uma ligação entre um metal e o betão. A resistência da ligação depende da contribuição da resina epóxi e, quando aplicável, da resistência acrescentada por fixadores metálicos (normalmente parafusos).

$$F_{sd} = A_{r,d} * f_{syd,r} \leq n * F_b + \gamma_{nV} * \tau_{Rd} * b * L/2 \quad (2.24)$$

Em que:

- n é o número de ancoragens metálicas em cada extremidade e F_b a resistência ao corte de cada uma;
- $\tau_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{f_{ctk}}{1.5} \\ 2 \text{ MPa} \end{array} \right.$;
- o coeficiente monolítico $\gamma_{nV} = 0.9$;
- L é o comprimento total de fixação da chapa metálica.

Quando são usados fixadores metálicos deve ainda ser feita a verificação da resistência ao esmagamento da chapa. A resistência ao esmagamento depende do diâmetro do conetor metálico, ϕ , da espessura da chapa, e , e da classe de aço da chapa.

$$\frac{F}{\phi * e} \leq \tau_{bearing} = 2.25 * f_{syd,r} \quad (2.25)$$

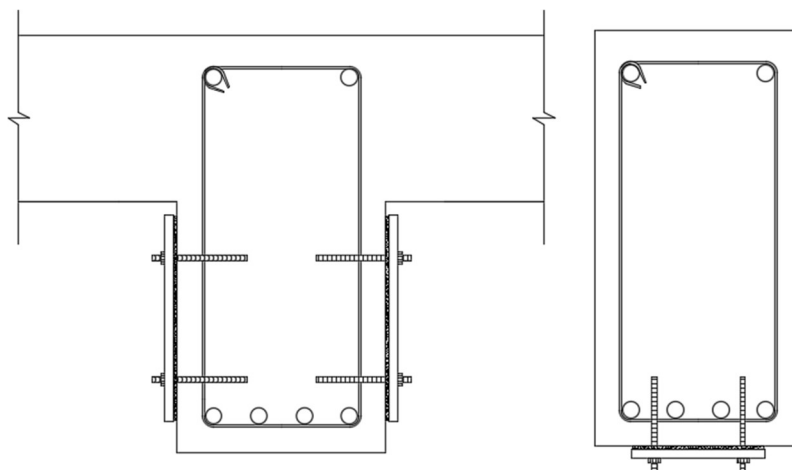


Fig. 9 – Vigas reforçadas com chapas metálicas e fixadores metálicos

2.3.3. REFORÇO COM FRP

O uso de polímeros reforçados com fibras no reforço de estruturas de betão armado é uma técnica mais recente que se destaca devido à sua eficácia e versatilidade. Neste tipo de reforço, o material apresenta um baixo peso volúmico, mas mesmo assim possui uma durabilidade e uma resistência à tração elevadas. Para além destas vantagens, é ainda um material imune à corrosão, de fácil aplicação mesmo em espaços confinados, que permite adaptar a sua rigidez aos requisitos do projeto e que está disponível em praticamente todas as dimensões necessárias [11].

2.3.3.1 Escolha do material

Atualmente existem vários produtos de FRP no mercado e por isso é muito importante a avaliação das suas propriedades, para que o material usado no reforço seja adequado.

Os principais tipos de FRP são o CFRP, o GFRP ou o AFRP. Estes materiais são constituídos por fibras de carbono, vidro ou aramida, respetivamente. Para além das fibras, os FRP incorporam ainda matrizes, cargas de enchimento (*fillers*) e aditivos.

Existem diferentes sistemas de aplicação de reforço com FRP, relacionados com os materiais, a forma e a técnica de reforço. Em geral, podem ser divididos em sistemas curados *in situ* ou sistemas pré-fabricados (pré-curados).

Nos sistemas curados *in situ* normalmente são usadas mantas ou tecidos em estado seco ou pré-impregnado, que é aplicado sobre um adesivo epóxico previamente espalhado na secção.

Nos sistemas pré-fabricados são normalmente usados laminados ou varões pré-curados, instalados através da utilização de adesivos, ou por vezes através de fixadores metálicos. Neste tipo de sistema também podem ser usados revestimentos, cascas ou cantoneiras moldados em fábrica para serem posteriormente encaixados no elemento a reforçar.

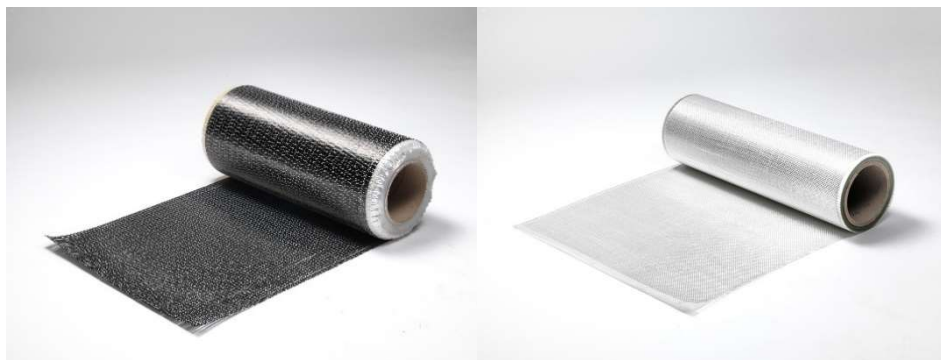


Fig. 10 – Exemplo de uma manta e um tecido de fibras de carbono [13]



Fig. 11 – Exemplo de laminado de fibras de carbono [13]

Composição de um FRP

Os FRP podem ser classificados em função da configuração geométrica e da disposição das fibras que o constituem como sendo: unidirecionais (1D), bidirecionais (2D) ou multidirecionais (3D). No contexto de reforço estrutural, normalmente são usadas fibras dispostas unidireccionalmente porque é quando estão dispostas em apenas uma direção que as fibras apresentam o melhor desempenho de resistência e rigidez na direção longitudinal [14].

Na Fig. 12 é representado o comportamento à tração de vários sistemas de FRP e aço. É notório que os elementos FRP apresentam uma resistência máxima à tração muito superior ao aço normalmente usado na construção em betão armado. Também é possível verificar que, ao contrário do aço, os compósitos apresentam um comportamento linear elástico até à rotura sem qualquer cedência significativa ou deformações plásticas, provocando assim uma ductilidade reduzida [11].

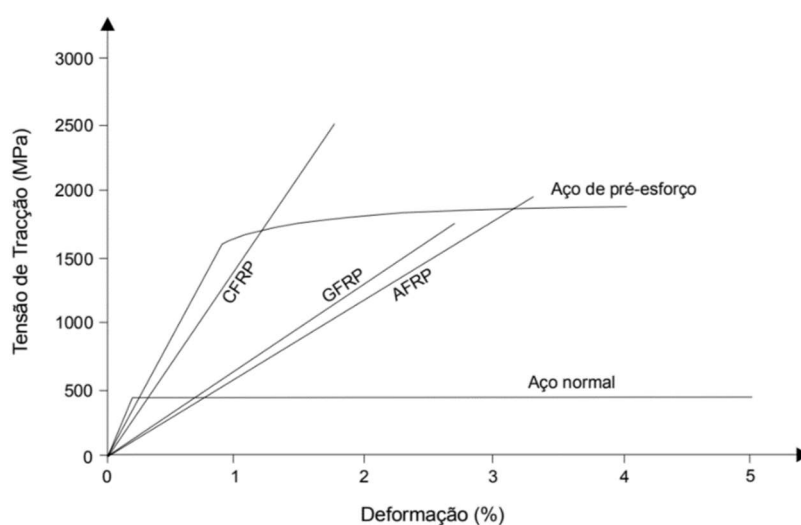


Fig. 12 – Comportamento à tração de vários sistemas de FRP e aço [14]

O Quadro 7 apresenta valores característicos das propriedades dos tipos de fibras mais usados [15].

Quadro 7 – Propriedades de fibras utilizadas em FRP

Material	Módulo de elasticidade (GPa)	Resistência à tração (MPa)	Extensão máxima de tração (%)
Carbono			
Resistência elevada	215 - 235	3500 – 4800	1.4 – 2.0
Resistência muito elevada	215 – 235	4800 – 6000	2.0 – 2.3
Módulo elevado	350 – 500	2500 – 3100	0.5 – 0.9
Módulo muito elevado	500 – 700	2100 – 2400	0.2 – 0.4
Vidro			
E	70	1900 – 3000	3.0 – 4.5
S	85 – 90	3500 – 4800	4.5 – 5.5
Aramida			
Módulo baixo	70 – 80	3500 – 4100	4.3 – 5.0
Módulo elevado	115 – 130	3500 – 4000	2.5 – 3.5

A matriz de um FRP é responsável por proteger as fibras dos agentes ambientais e de danos mecânicos, e por transferir os esforços entre as fibras e a estrutura envolvente. “Do mesmo modo, as propriedades da matriz influenciam a resistência ao corte, interlaminar e no plano, do FRP. Representa, também, o suporte físico contra a instabilidade das fibras sob ações de compressão. Por estes motivos, a seleção da matriz deve ser criteriosa” [14].

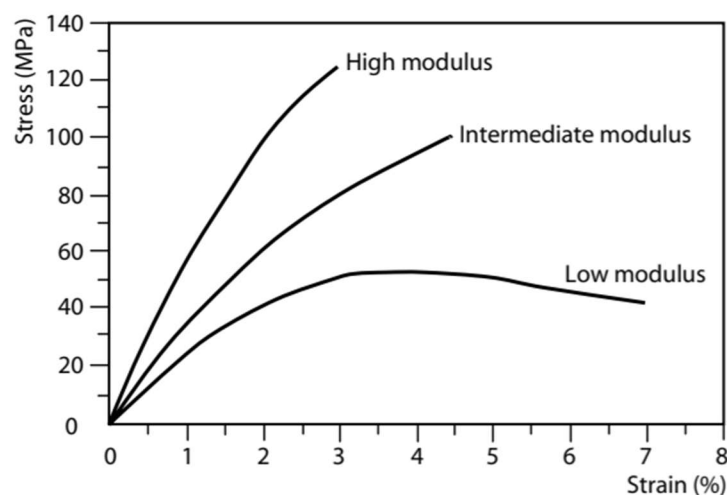


Fig. 13 – Comportamento à tração de resinas epóxi de diferentes módulos [16]

As matrizes poliméricas mais utilizadas são resinas epóxi, poliéster e de vinilester. Normalmente, as resinas epóxi apresentam as melhores propriedades mecânicas e uma durabilidade excelente, enquanto que as resinas poliéster e de vinilester são as que apresentam um custo menor [15]. No Quadro 8 são apresentadas propriedades de alguns tipos de resinas utilizados em FRP.

Quadro 8 – Propriedades de resinas utilizadas em FRP [16]

Resina	Módulo de elasticidade (GPa)	Resistência à tração (MPa)
Epóxi	2.75 – 4.10	55 – 130
Poliéster	2.10 – 3.45	34.5 – 104
Vinilester	3.00 – 3.50	73 – 81

As cargas de enchimento são responsáveis por diluir as resinas e reduzir a quantidade de armaduras, contribuindo assim para baixar o custo do material.

Os aditivos são fundamentais para alterar as propriedades do FRP em função das necessidades específicas do projeto e garantir. Alguns exemplos são: aumento da resistência ao fogo, controlo de emissões, controlo da viscosidade, condutividade elétrica, cor, entre outros.

FRP

O comportamento final de um FRP é fortemente dependente das propriedades e da interação entre os materiais que o constituem, do teor e da disposição das fibras principais de reforço e do seu processo de fabrico. Por esse motivo, as propriedades mecânicas de um FRP são obtidas pela combinação das propriedades dos seus materiais constituintes e podem ser estimadas desde que sejam conhecidas as propriedades e os volumes dos materiais constituintes. Normalmente, o volume de fibras nos sistemas FRP é de 50-70% para laminados e cerca de 25-50% para malhas e tecidos.

Para uma previsão do comportamento do FRP mais fiável, as propriedades do material devem ser obtidas através de ensaios à tração ao próprio FRP. Deste modo, é possível ter em consideração todos os fatores que contribuem para a sua resistência, como as propriedades das fibras e da matriz, a distribuição e a orientação das fibras e ainda as propriedades interfaciais das fibras com a matriz [15].

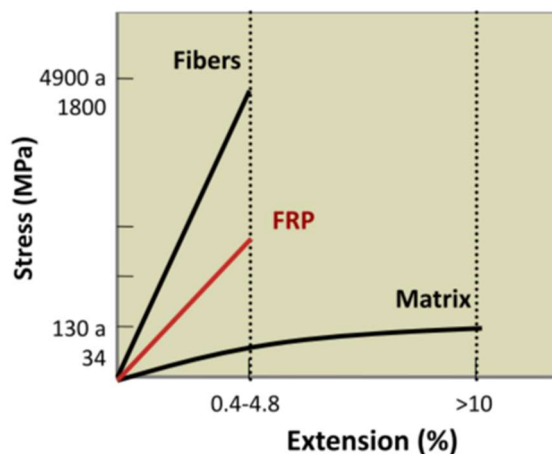


Fig. 14 – Comportamento típico de um FRP, das suas fibras e da sua matriz [17]

No Quadro 9 apresentam-se propriedades típicas de materiais FRP (com uma fração volúmica de fibras entre 0.5 e 0.75) e varões de aço [16].

Quadro 9 – Propriedades de materiais FRP

Material	Módulo de elasticidade longitudinal (GPa)	Resistência à tração longitudinal (MPa)	Extensão máxima de tração (%)
Aço	200	450 – 700	5 – 20
GFRP	35 – 60	450 – 1600	1.2 – 3.7
CFRP	100 – 580	600 – 3500	0.5 – 1.7
AFRP	40 – 125	1000 – 2500	1.9 – 4.4

Os valores característicos das propriedades de um sistema FRP utilizados para o dimensionamento devem ser, geralmente, os valores fornecidos pelo fabricante. Estes valores não contabilizam a exposição ambiental do material a longo prazo, pelo que devem ser considerados como apenas uma referência inicial [18].

Quando é feito um dimensionamento de FRP, é também necessário escolher o agente adesivo responsável pela sua colagem ao elemento a reforçar. Nos sistemas pré fabricados, o agente adesivo é um material distinto do FRP enquanto que nos sistemas *in situ* o efeito de colagem é desempenhado pela própria matriz do FRP.

Comportamento a longo prazo

Para além da caracterização do comportamento do FRP a curto prazo, é importante ter em conta no dimensionamento a evolução das suas propriedades ao longo de todo o período de vida útil do reforço. Para que seja possível garantir um funcionamento adequado da estrutura em toda a sua vida útil, devem ser tidos em conta alguns fatores na escolha do FRP a usar [19]:

- Considerações de exposição ambiental (alcalinidade / acidez, expansão térmica, condutividade elétrica);
- Considerações de carga (tolerância ao impacto, rotura por fluência e fadiga);
- Considerações de durabilidade;
- Considerações sobre a escolha de revestimentos de proteção.

2.3.3.2 Colagem exterior de FRP - EBR (Externally Bonded Reinforcement)

Esta técnica é uma alternativa relativamente semelhante à colagem de chapas metálicas, mas que permite resolver várias das desvantagens referidas anteriormente uma vez que os FRP não sofrem corrosão e estão disponíveis em vários tamanhos e formas.

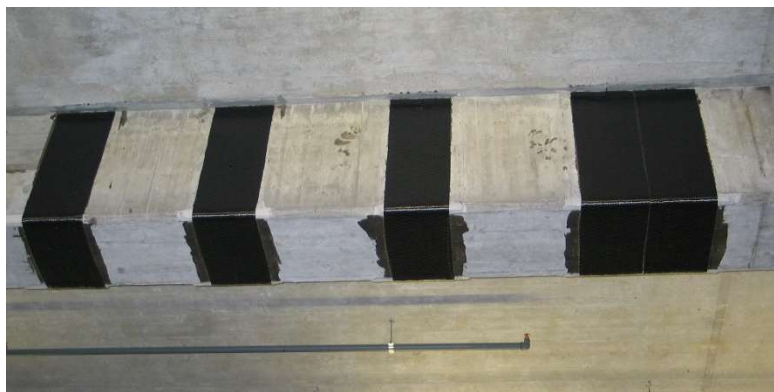


Fig. 15 – Execução de uma colagem exterior de FRP [13]

Nesta técnica podem ser utilizados FRP curados *in situ* ou pré-fabricados e os laminados de FRP não podem ser tensionados até à sua resistência máxima porque o sistema de reforço cede antes de chegar a tensões tão elevadas. Este fenómeno acontece devido a roturas na amarração ou a falhas na ligação do FRP ao betão em zonas fendilhadas. Devido a este fator, o valor de cálculo da extensão é limitado em várias normas. Normalmente, o limite imposto é cerca de 50% da extensão máxima.

$$F_f = E_f * A_f * \varepsilon_f \quad \varepsilon_f \leq \varepsilon_{f,limite} \quad (2.26)$$

Uma vez que os limites da extensão de cálculo utilizados nesta técnica são muito inferiores à capacidade do material, não é necessária a aplicação de coeficientes parciais de segurança.

2.3.3.3 Encamisamento com FRP

O encamisamento com FRP é uma técnica de reforço do tipo EBR, em que são usados FRP *in situ* e consiste na aplicação de camadas de mantas ou tecidos envolvendo completamente o elemento a ser reforçado, normalmente pilares.



Fig. 16 – Execução de um encamisamento de um pilar com FRP [13]

Esta técnica é adotada para [9]:

- Aumentar a capacidade de resistência ao corte de elementos de betão armado como vigas, pilares, paredes estruturais e ligações viga-pilar, face a carregamentos estáticos ou dinâmicos;
- Aumentar a tensão axial de compressão do betão e a ductilidade de pilares e paredes estruturais de betão armado, face a carregamentos estáticos ou dinâmicos, através do confinamento;
- Readaptar certos casos de pilares com varões sob compressão, que experienciam encurvadura prematura a nível local, através do confinamento com embrulho total de FRP;
- Aumentar a capacidade das zonas de tração de lajes e vigas às tensões normais, sob carregamentos estáticos ou dinâmicos;
- Aumentar a capacidade de carga axial do betão em certos casos de elementos com o confinamento completo por FRP;
- Aumentar a capacidade de certos pilares a cargas de explosão;
- Reforçar e reparar elementos de betão com danos sísmicos e elementos de betão com deficiências devido a cargas de fadiga;
- Proteger elementos de betão existentes de corrosão induzida pelo ambiente e ambientes agressivos;
- Manter a integridade de pilares sobrecarregados e aumentar a sua resistência.

Uma das vantagens da utilização desta técnica é possuir uma elevada relação resistência/peso, permitindo reforçar o elemento existente sem aumentar significativamente a sua secção transversal [9]. Outra vantagem é o facto de as fibras estruturais contínuas e flexíveis proporcionarem um reforço fácil de usar que se adapta à geometria dos elementos já existentes. Estas podem ser aplicadas em várias camadas e em diferentes direções para satisfazer as necessidades de dimensionamento e formar um reforço composto após a resina curar [9].

Para além de ser reversível, esta técnica é ainda compatível com outras técnicas de reabilitação em casos de intervenção combinada [9].

Devido a todas as vantagens acima referidas, este tipo de encamisamento pode levar a uma interrupção mínima da utilização durante a instalação e a uma minimização da mão de obra necessária para a sua aplicação, levando a uma redução de custos [9].

Para a aplicação deste reforço, é necessário fazer uma preparação prévia da superfície para garantir uma boa adesão do reforço ao elemento, e em elementos de betão armado retangulares é necessário criar uma curvatura nas arestas do elemento para evitar a rotura prematura do FRP nessas zonas.

2.3.3.4 Laminados inseridos no betão – NSM (Near Surface Mounted)

Esta técnica de reforço consiste em inserir laminados de FRP em ranhuras previamente cortadas na superfície de betão do elemento existente. A fixação dos laminados também é feita por colagem através de uma resina, mas apresenta uma vantagem em relação ao EBR porque capacidade da amarração é maior, o que significa que podem ser tracionadas até uma resistência próxima da resistência máxima de tração.

As faixas mais utilizadas nesta técnica são laminados pré-fabricados de CFRP.



Fig. 17 – Execução de uma inserção de laminados de FRP no betão [13]

2.3.3.5 Dimensionamento de reforço com elementos FRP

Atualmente ainda não existe um regulamento sobre o dimensionamento de FRP em Portugal, pelo que o dimensionamento deve ser feito seguindo os princípios estipulados nas normas nacionais de outros países [20].

Segundo os regulamentos alemães, não é recomendado que no dimensionamento de EBR a capacidade de flexão do elemento reforçado exceda o dobro da capacidade de flexão do elemento não reforçado. Uma das razões para a existência desta limitação é o conhecimento sobre estruturas altamente reforçadas ser bastante limitado. Por esse motivo, quando a razão entre o momento imposto na secção reforçada e o momento resistente na secção original excede o limite de 2, o dimensionamento deve ser mais cuidadoso [21]. Embora esta restrição não seja imposta por outros regulamentos nacionais, a sua utilização é aconselhável [21].

$$\eta_M = \frac{M_{Edf}}{M_{Rd0}} \leq 2 \quad (2.27)$$

Para o dimensionamento de NSM, não existe nenhuma limitação para a razão entre o momento imposto na secção reforçada e o momento resistente na secção original [21].

Um incêndio ou um ato de vandalismo podem provocar a perda do efeito de reforço do FRP. Por esse motivo, vários regulamentos nacionais exigem um coeficiente mínimo de segurança em caso de perda do efeito do FRP em que a resistência característica do elemento não reforçado é comparada com as novas cargas de serviço da estrutura [21].

$$\gamma_{Me} = \frac{M_{Rd,0}}{M_{Ekf}} \quad (2.28)$$

Em que:

- M_{Rd0} é o valor de cálculo da resistência ao momento fletor da secção não reforçada
- M_{Ekf} é o momento característico após o reforço.

Quando o coeficiente de segurança do elemento estrutural sem reforço com FRP é menor que 1 ($\gamma_{Me} < 1$), significa que a falha do FRP origina o colapso do elemento estrutural.

Os critérios de dimensionamento apresentados neste capítulo são baseados no conceito de segurança parcial do EC2 e o cálculo é feito de acordo com o FIB Bulletin 14 [11].

Confinamento

Num encamisamento de um elemento de betão armado, o FRP exerce uma pressão lateral no betão, criando um efeito de confinamento semelhante ao explicado no dimensionamento de encamisamentos metálicos. No entanto, ao contrário do aço, que mantém uma pressão de confinamento constante após atingir o comportamento plástico, o FRP possui um comportamento elástico até à rotura, exercendo a sua ação de confinamento de forma distinta. Consequentemente, a pressão de confinamento exercida pelo FRP intensifica-se à medida que o esforço axial no elemento aumenta.

O cálculo da pressão lateral exercida depende também da quantidade de armadura transversal e da geometria da secção transversal. No caso de encamisamentos com FRP, o confinamento é alcançado amarrando a extremidade das fibras por sobreposição.

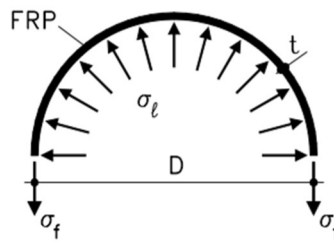


Fig. 18 – Pressão de confinamento exercida pelo FRP num pilar circular [11]

Em analogia com as fórmulas do confinamento para o aço, a pressão lateral exercida pelo FRP no confinamento total de um pilar circular pode ser avaliada como [11]:

$$\sigma_2 = \frac{1}{2} \rho_f \sigma_f = \frac{1}{2} \rho_f * E_f * \varepsilon_f \quad (2.28)$$

$$\rho_f = \frac{4 e}{d_{circulo}} \quad (2.28)$$

A pressão de confinamento lateral, σ_2 exercida pelo encamisamento deve ser calculada de acordo com a tensão atual $\sigma_f = E_f * \varepsilon_f$, que não pode exceder a resistência à tração do FRP: $f_f = E_f * \varepsilon_{fu}$.

“Na literatura, foram propostos vários modelos para o betão confinado com FRP, que tentam ter em conta o comportamento específico do confinamento com FRP. No entanto, o modelo proposto por Spoelstra un Monti em 1999 parece ser o mais versátil e exato” [11]. O procedimento apresentado no FIB 14 para o dimensionamento de um confinamento com FRP é baseado nesse modelo.

“A extensão axial é aumentada gradualmente e a correspondente tensão de confinamento é determinada. O estado de limite último é atingido, quando o confinamento atinge o seu limite de tensão. O limite de tensão está definido de acordo com os regulamentos nacionais respetivos e diretrizes” [22].

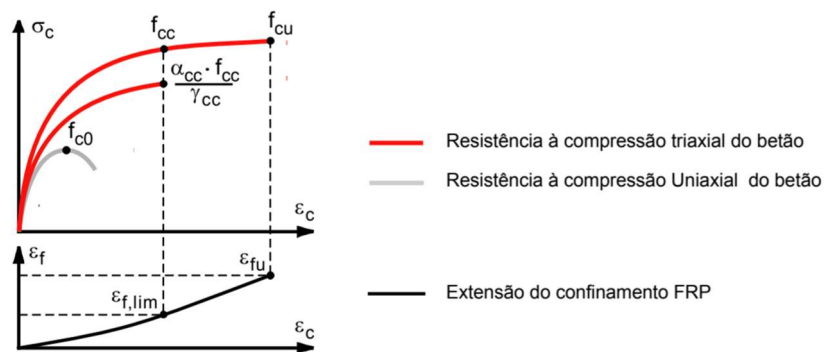


Fig. 19 – Desenvolvimento da resistência à compressão do betão confinado e não confinado [22]

A resistência axial de um pilar circular totalmente confinado é determinada de acordo com (adaptado de [22]):

$$N_{Rdf} = (A_c - A_s) * \frac{\alpha_{cc} * f_{ck,c}}{\gamma_{ck,c}} + A_s * \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (2.29)$$

Em que:

- α_{cc} é o coeficiente para carregamento longo prazo. O valor recomendado é $\alpha_{cc} = 1.00$;
- $f_{ck,c}$ valor característico da tensão de rotura do betão cinto à compressão;
- $\gamma_{ck,c}$ é o fator de segurança parcial para resistência triaxial do betão;

Enquanto que para pilares circulares a pressão lateral é constante, é esperado que para pilares retangulares a distribuição das tensões ao longo da face lateral seja irregular. Então, dependendo do formato do pilar pode ser obtida uma tensão de confinamento com uma distribuição não uniforme. Para ter em consideração esse efeito é introduzido um coeficiente da eficácia do confinamento, k_e , para secções não circulares totalmente confinadas:

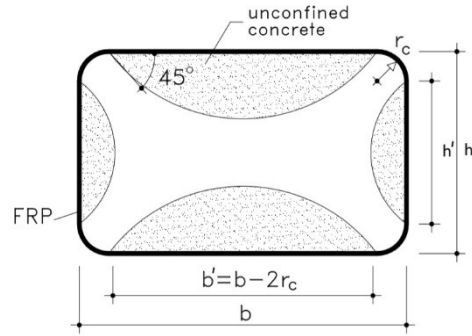


Fig. 20 – Pressão de confinamento exercida pelo FRP num pilar não circular (adaptado de [11])

$$k_e = 1 - \frac{b'^2 + h'^2}{3 * A_c \left(1 - \frac{A_s}{A_c}\right)} \quad (2.30)$$

Em secções parcialmente encamisadas também existe perda do efeito de confinamento devido há existência de zonas de betão não confinadas no elemento. Por isso, para ter em consideração a posição do reforço é aplicado um coeficiente da eficácia do confinamento, k_e :

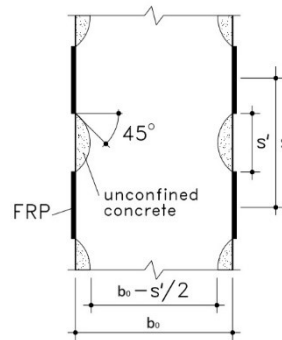


Fig. 21 – Pressão de confinamento exercida pelo FRP num pilar parcialmente confinado (adaptado de [11])

$$k_e = \left(1 - \frac{s'}{2 b_0}\right)^2 \quad (2.31)$$

Flexão

Após realizar a verificação $\eta_M < 2$, pode ser calculada a área transversal de FRP necessária para o reforço do elemento à flexão.

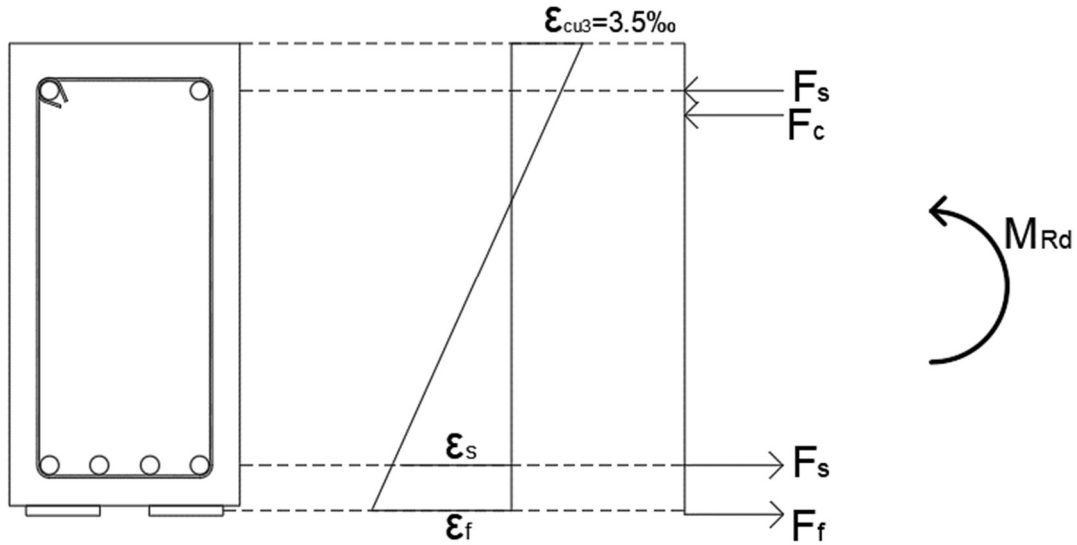


Fig. 22 – Equilíbrio interno de forças numa viga reforçada com EBR

$$F_f = E_f * A_f * \varepsilon_f \quad (2.32)$$

Como mencionado anteriormente, o limite imposto à tensão máxima na aplicação de EBR é aproximadamente 50% da extensão máxima, não sendo necessária a aplicação de coeficientes parciais de segurança.

Para a aplicação de NSM, devido à maior capacidade de amarração, é possível tracionar o FRP até uma resistência próxima da resistência máxima de tração.

Os valores de cálculo da resistência à tração, f_{fd} , e da extensão máxima, ε_{fd} , usados no dimensionamento de NSM são determinados dividindo os seus valores característicos por coeficientes parciais de segurança. Nas normas alemãs, por exemplo, os valores dos coeficientes parciais de segurança adotados são $\gamma_f=1.2$ para combinações fundamentais e $\gamma_f=1.0$ para combinações acidentais [21].

$$f_{fd} = f_{fk}/\gamma_f \quad (2.33)$$

$$\varepsilon_{fd} = \varepsilon_{fk}/\gamma_f \quad (2.34)$$

Para considerar a ductilidade reduzida dos elementos reforçados com CFRP, é aplicado um coeficiente de redução adicional k_ε para limitar a deformação do laminado no estado limite último. Assim, assumindo k_ε como 0.8, a deformação limite do laminado é dada por [21]:

$$\varepsilon_{f,limite} = k_\varepsilon * \varepsilon_{fd} \quad (2.35)$$

Amarração da extremidade de um FRP

A verificação da amarração da extremidade de um FRP é feita para o estado limite de serviço e são considerados os coeficientes parciais de segurança do EC2. A força de tração da extremidade do FRP, F_{fd} , é obtida através de uma análise da secção transversal e deve ser menor que a força da ligação, F_{bd} .

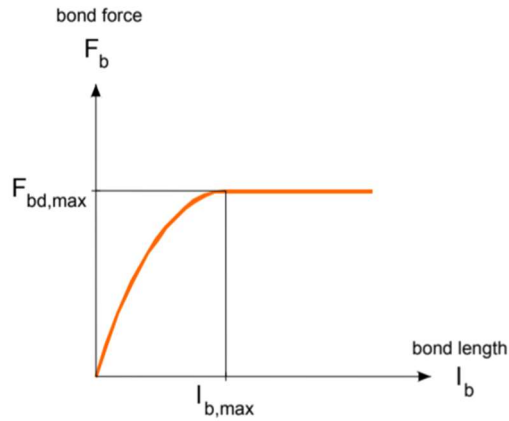


Fig. 23 – Relação entre o comprimento de amarração e a sua força [21]

Ao contrário do que acontece com as armaduras de betão armado, a força de amarração dos FRP é limitada, ou seja, um aumento do comprimento de amarração acima de um certo valor não contribui para aumentar a resistência da ligação. O comprimento e a força da amarração necessários para garantir o correto funcionamento de um reforço à flexão com FRP depende do tipo de técnica utilizada.

Na determinação do valor de cálculo da capacidade da amarração, é utilizado um coeficiente parcial de segurança para adesivos, γ_b , com um valor recomendado de 1.5.

$$F_{bd} = \frac{F_{bk}}{\gamma_b} \quad (2.36)$$

i. EBR

Segundo a norma alemã, o comprimento de amarração de um sistema EBR para o qual se obtém a resistência máxima, $l_{b,max}$, pode ser calculado por [21]:

$$l_{b,max} = 1.46 * \frac{\sqrt{E_f * n_f * t_f}}{\sqrt{f_{cm,cubo} * f_{csm}}} \quad (2.37)$$

em que:

- E_f é o módulo de elasticidade do FRP;
- n_f é o número de camadas de FRP sobrepostas;
- t_f é a espessura de cada camada de FRP, em mm;
- $f_{cm,cubo}$ é a resistência média do betão à compressão em cubos, obtida por ensaios in situ;
- f_{csm} é a resistência à tração da superfície de betão.

Segundo a mesma norma, a força máxima da amarração para sistemas EBR pode ser calculada por [21]:

$$F_{bk,max} = 0.225 * m_f * b_f * \sqrt{E_f * n_f * t_f * \sqrt{f_{cm,cubo} * f_{csm}}} \quad (2.38)$$

Em que:

- m_f é o número de faixas de FRP lado a lado;
- b_f é a largura de cada faixa de FRP;

Nos casos em que o comprimento de amarração é menor que $l_{b,max}$, F_{bd} pode ser calculada por:

$$F_{bd} = F_{bd,max} * \frac{l_b}{l_{b,max}} * \left(2 - \frac{l_b}{l_{b,max}} \right) \quad (2.39)$$

Mesmo quando não é necessário reforçar o elemento para o esforço transversal, recomenda-se a aplicação de um estribo em cada extremidade do reforço à flexão para momentos positivos no vão, visando melhorar a sua amarração.

Um fator essencial para garantir o correto funcionamento do reforço do tipo EBR é verificar se a resistência à tração da superfície de betão, f_{csm} , é suficiente para não comprometer a amarração do FRP.

Devido à limitação na capacidade de amarração do sistema EBR, a amarração deve ser feita além do última fenda de flexão, assegurando que todo o comprimento de amarração esteja na parte não fendilhada do elemento. Pelo mesmo motivo, reforços inferiores com FRP devem ser prolongados para o mais próximo possível do apoio enquanto que os reforços superiores devem ser prolongados até ao ponto em que o diagrama de momentos atinge 0. Estes cuidados contribuem para evitar a descolagem do FRP provocada pela excentricidade entre o FRP e o aço das armaduras [21].

De acordo com as normas alemãs, a verificação da amarração pode ser efetuada a um certo ponto E que varia em função do tipo de apoio.

• Apoio extremo

Para uma verificação no apoio extremo de uma viga ou laje, considera-se que a primeira fissura devido aos momentos aplicados aparecerá no ponto E, localizado na extremidade carregada do comprimento de amarração $l_{b,max}$, correspondente à força de capacidade de amarração máxima $F_{bd,max}$. É recomendado que a distância entre a extremidade do FRP e a superfície do apoio, representada por f , não ultrapasse os 50 mm [21].

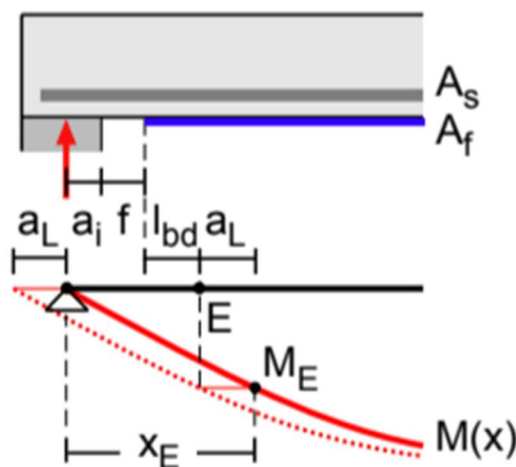


Fig. 24 – Amarração de EBR em apoios extremos [21]

Em que:

- a_L é o deslocamento horizontal do diagrama de momentos. Para vigas:

$$a_L = 0.5 * z * (\cot \theta - \cot \alpha) \quad (2.40)$$

- a_i é a distância entre o eixo do apoio e a sua superfície;
- x_E é a distância do ponto E até ao eixo do apoio.

• Apoio intermédio

Para apoios intermédios, recomenda-se que o FRP seja amarrado pelo menos um metro para lá do ponto em que o diagrama de momentos deslocado iguala zero, sendo o comprimento de amarração mínimo

igual a $l_{b,max}$. Também neste caso a distância entre a extremidade do FRP e a superfície do apoio, f , não deve ser superior a 50mm [21].

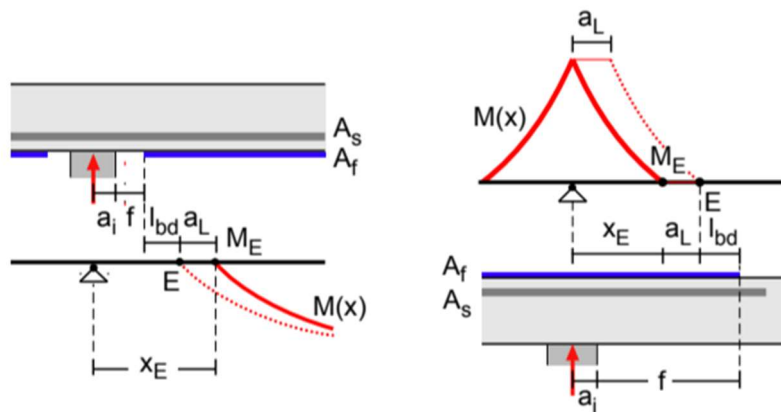


Fig. 25 – Amarração de EBR em apoios intermédios [21]

Quando a distância até ao apoio não é suficiente para amarrar o FRP com o comprimento $l_{b,max}$, a capacidade de amarração deve ser feita pelo mesmo método que num apoio extremo ou o FRP deve ser prolongado para lá do apoio [21].

Nos casos em que não é possível assegurar um comprimento de amarração adequado com esta técnica, duas soluções possíveis são aumentar a área da secção transversal do FRP ou utilizar a técnica NSM. Além disso, existem ainda sistemas de amarração mecânica, cuja capacidade de amarração deve ser fornecida pelo fabricante.



Fig. 26 – Sistemas de amarração mecânica para EBR [13]

ii. NSM

A aplicação de um laminado por NSM confere-lhe amarração muito superior em comparação com a uma aplicação por EBR. Para NSM, os laminados podem ser amarrados a partir do ponto onde, em teoria, não são mais necessários, ou seja, quando o momento imposto é igual à resistência da secção não reforçada.

A força característica da ligação F_{bk} do laminado depende do comprimento de amarração e das propriedades do material adesivo, e pode ser calculada de acordo com [21]:

- Para $l_b \leq 115mm$:

$$F_{bk} = m_f * b_f * \tau_{K,k} * \sqrt[4]{a_r} * l_b * (0.4 - 0.0015 * l_b) * \frac{E_{fk}}{E_{fm}} \quad (2.41)$$

$$l_b = \left(\frac{0.4}{0.003} \right) - \sqrt{\left(\frac{0.16}{0.000009} \right) - \left(\frac{F_{fd,E} * \gamma_b}{0.0015 * b_f * \tau_{K,k} * \sqrt[4]{a_r} * \frac{E_{fk}}{E_{fm}}} \right)} \quad (2.42)$$

- Para $l_b > 115mm$:

$$F_{bk} = m_f * b_f * \tau_{K,k} * \sqrt[4]{a_r} * \left(26.2 + 0.065 * \tanh\left(\frac{a_r}{70}\right) * (l_b - 115) \right) * \frac{E_{fk}}{E_{fm}} \quad (2.43)$$

$$l_b = \left(\frac{F_{fd,E} * \gamma_b}{0.065 * \tanh\left(\frac{a_r}{70}\right) * b_f * \tau_{K,k} * \sqrt[4]{a_r} * \frac{E_{fk}}{E_{fm}}} \right) - \left(\frac{26.2}{0.065 * \tanh\left(\frac{a_r}{70}\right)} \right) + 115 \quad (2.44)$$

Em que:

- m_f é o número de ranhuras;
- b_f é a largura do laminado;
- a_r é a distância do eixo do laminado até à superfície do membro;
- $\tau_{K,k}$ é a resistência ao corte característica do adesivo epóxi;
- $\frac{E_{fk}}{E_{fm}} = 0.9524$.

A resistência ao corte característica do adesivo epóxi depende da resistência à tração e à compressão do adesivo, $f_{Kt,k}$ e $f_{Kc,k}$ respetivamente [21].

$$\tau_{K,k} = \sqrt{\left(2 * f_{Kt,k} - 2 * \sqrt{(f_{Kt,k}^2 + f_{Kc,k} * f_{Kt,k}) + f_{Kc,k}} \right) * f_{Kt,k}} \quad (2.45)$$

Corte

Normalmente, para estribos externos são utilizadas mantas ou tecidos. De acordo com o EC2 e seguindo as condições da norma alemã, existem 4 condições a serem consideradas em relação à segurança ao corte de um elemento reforçado com FRP [21]:

- Quando o betão do elemento é suficiente para garantir a segurança ao corte, e por isso não é necessário adicionar reforço ao corte.

$$V_{Edf} \leq V_{Rd,c} \quad (2.46)$$

- Quando os estribos existentes são suficientes para resistir ao corte, são necessários uns estribos mínimos.

$$V_{Edf} \leq V_{Rd,s} \quad (2.47)$$

O reforço externo mínimo tem que amarrar o reforço à flexão e é dimensionado segundo:

$$\Delta V_{w,min} = \frac{\eta_M - 1}{\eta_M} * V_{Edf} \quad (2.48)$$

- iii. Quando os estribos existentes não são suficientes para resistir ao corte, os estribos exteriores de FRP são dimensionados para a diferença entre a nova exigência e a capacidade dos estribos existentes, não podendo ser menor que o reforço exterior mínimo do ponto anterior.

$$V_{Edf} > V_{Rd,s} \quad (2.49)$$

$$\Delta V_{wd} = V_{Edf} - V_{Rd,s} \quad (2.50)$$

Nesta situação, como os estribos exteriores são necessários para garantir o esforço transversal total, têm que estar amarrados na zona de compressão.

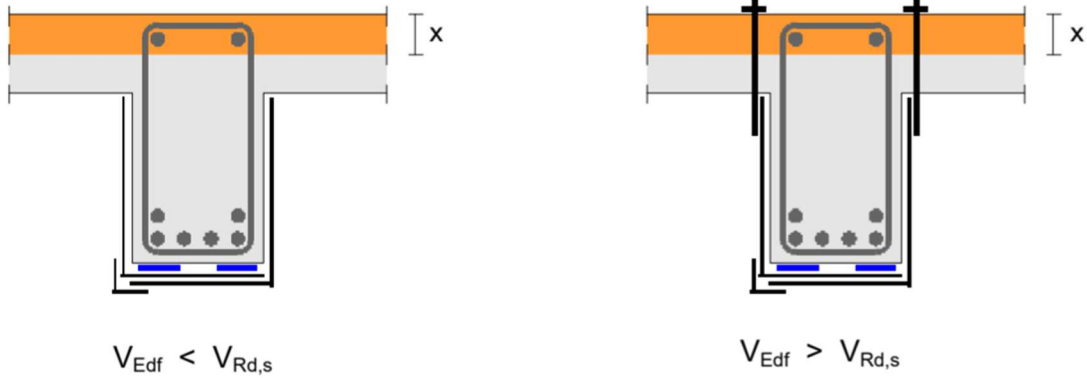


Fig. 27 – Amarração de estribos de FRP dependente do esforço transversal [21]

- iv. Em elementos reforçados com FRP, a resistência máxima ao corte, $V_{Rd,max}$, é também o limite máximo para o esforço transversal.

$$V_{Edf} \leq V_{Rd,max} \quad (2.51)$$

A resistência ao corte acrescentada pelos estribos externos é calculada pela seguinte expressão [21]:

$$\Delta V_{wd} = \frac{A_{fw}}{s_f} * z_f * \sigma_{wd} * \sin \alpha * (\cot \theta + \cot \alpha) \quad (2.52)$$

Em que:

- α é o ângulo da orientação das fibras principais e o eixo longitudinal do elemento;
- θ é o ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga;
- z_f é a distância do FRP até à face superior do elemento.

A tensão do reforço ao corte exterior de FRP depende da extensão limite e do módulo de elasticidade do FRP.

$$\sigma_{wd} = \varepsilon_{f,limite} * \frac{E_{fk}}{\gamma_E} \quad (2.53)$$

Em que o valor recomendado para γ_E é 1.2 [21].

Relativamente ao espaçamento dos estribos, quando são utilizadas mantas de carbono, o espaçamento máximo dos estribos está limitado a 80% a altura do elemento e, nos casos em que os estribos não estão amarrados na zona de compressão do betão, esse espaçamento é reduzido para 50% da altura do elemento.

Amarração dos estribos

Nas situações em que não é necessário amarrar na zona comprimida, a verificação da amarração deve ser feita pelo mesmo procedimento apresentado para a extremidade do reforço à flexão com FRP, incluindo verificar se a força de tração no FRP não é superior à capacidade da ligação.

Os estribos exteriores devem estar sempre ligados em toda a altura da alma. Contudo, devido à imprevisibilidade da localização das fendas, apenas metade do comprimento de amarração da lateral da alma pode ser considerado para o cálculo de F_b .

$$F_{bd} = F_{bd,max} * \frac{l_b}{l_{b,max}} * \left(2 - \frac{l_b}{l_{b,max}} \right) \quad (2.54)$$

$$l_b \leq 0.5 l_{bw} \quad (2.55)$$

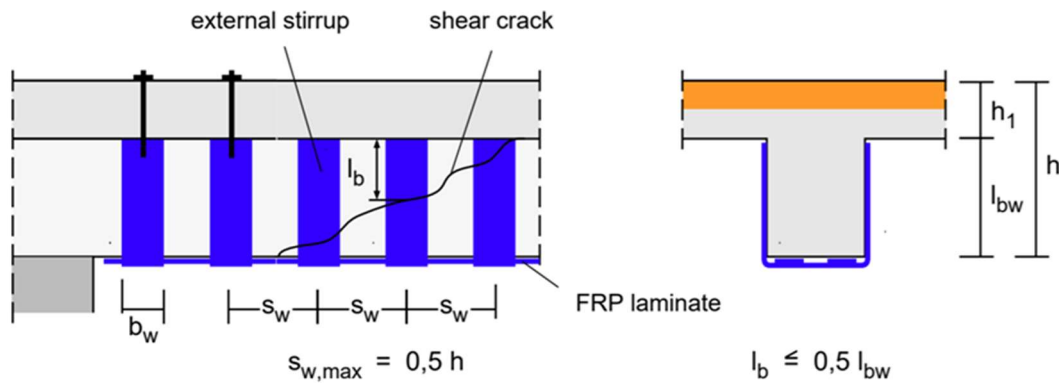


Fig. 28 – Amarração por ligação adesiva de estribos de FRP [21]

O espaçamento máximo recomendado para os estribos, $s_{w,max}$, é de 80% da altura do elemento, devendo ser reduzido para 50% quando os estribos não são amarrados na zona de compressão.

Normalmente, a secção transversal dimensionada acaba por ser maior do que a necessidade do elemento e, por esse motivo, o FRP não é tracionado até ao seu limite. Para calcular a extensão efetiva do estribo, é assumida uma capacidade de resistência ao corte mínima [21].

$$\Delta V_{Rdf,erf} = V_{Rd,s} + \Delta V_{wd,min} \quad (2.56)$$

$$\varepsilon_{f,eff} = \frac{V_{Rdf,erf}}{\left(\frac{A_{sw}}{s} * E_s * z_s \right) + \left(\frac{A_{fw}}{s_f} * E_f * z_f \right)} \quad (2.57)$$

Após determinada a extensão efetiva do estribo, é possível calcular a força de tração em cada estribo:

$$\Delta V_{wd,eff} = \frac{A_{fw}}{S_f} * E_f * z_f * \varepsilon_{f,eff} \quad (2.58)$$

$$F_{wd} = 0.5 * \frac{\Delta V_{wd,eff} * S_f}{z} \quad (2.59)$$

3

CASO PRÁTICO, MODELAÇÃO E VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

3.1. APRESENTAÇÃO DO CASO PRÁTICO

O principal objetivo desta dissertação foca-se na elaboração de um projeto de reforço para uma estrutura de betão armado de um edifício localizado em Leiria. O novo projeto deste edifício, que funcionou no passado como um hotel, define que o piso 0 destina-se a comércio e serviços enquanto que os restantes pisos se destinam a habitação.

Uma das particularidades deste edifício é ter sido alvo de várias intervenções ao longo dos anos. Originalmente, a estrutura do edifício, que só possuía quatro pisos, era constituída apenas por betão armado. No entanto, numa das intervenções anteriores foi construída uma torre de 8 pisos, cuja estrutura inclui um núcleo de betão armado, com vigas e pilares em perfis metálicos.

O sistema estrutural existente foi dimensionado de maneira a que todos os esforços resultantes das cargas atuantes nos pisos da torre fossem suportados pelo núcleo. Nesta nova intervenção pretende-se alterar o sistema estrutural do edifício para que os esforços sejam transmitidos do modo convencional, como ilustrado na Fig. 29, provocando nos elementos dos pisos inferiores da estrutura um aumento significativo dos esforços atuantes.

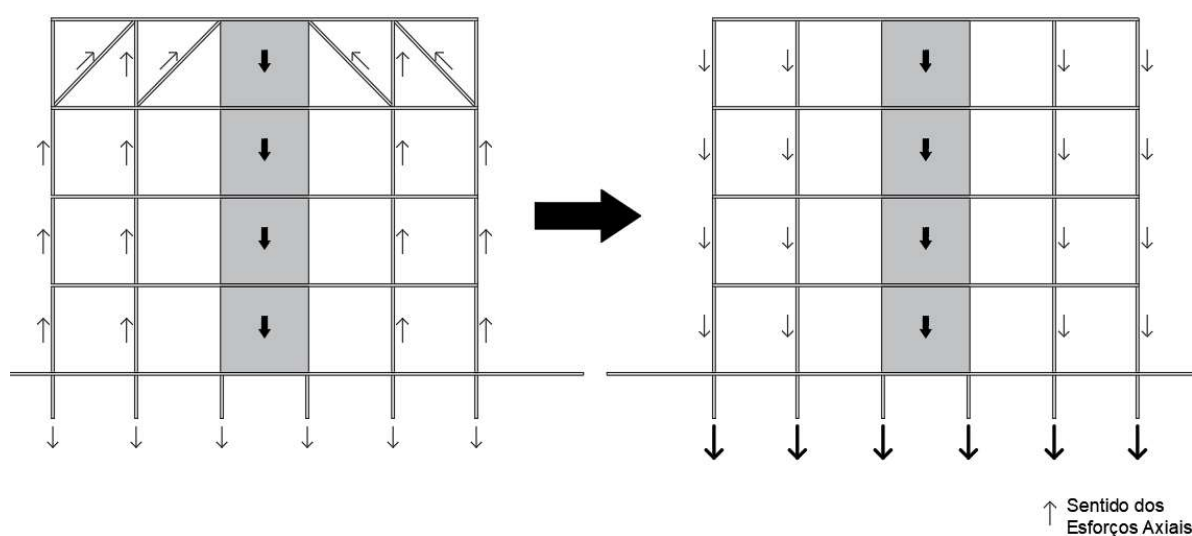


Fig. 29 – Alteração do sistema estrutural dos pisos superiores

Os dois principais fatores que devem ser tidos em conta nesta intervenção são a alteração do tipo de utilização do edifício e a verificação de segurança devido à mudança do sistema estrutural nos pisos da torre. Esta verificação deverá centrar-se sobre a estrutura de betão que irá suportar os pilares novos na alteração do sistema estrutural.

As sobrecargas propostas pelo regulamento em vigor na construção deste edifício são semelhantes às aplicadas atualmente, sendo possível concluir que a alteração de uso de escritórios para habitação leva a uma redução da sobrecarga de aproximadamente 33%, enquanto que a alteração escritórios para comércio implica um aumento de 33%.

Nas figuras seguintes são apresentadas as plantas de arquitetura de um dos pisos inferiores, cujo sistema estrutural existente é de betão armado, e de um piso da torre. Na primeira planta está assinalada a parte da estrutura que é responsável por suportar as cargas provenientes da torre e, por esse mesmo motivo, a parte da estrutura cuja necessidade de reforço será avaliada nos próximos capítulos.



Fig. 30 – Planta de Arquitetura do piso 1



Fig. 31 – Planta de arquitetura do piso 8

3.2. MODELAÇÃO

Para a realização de um modelo de cálculo necessário para a avaliação da segurança estrutural e para o dimensionamento do reforço foi escolhido o software “Robot Structural Analysis” da Autodesk.

A fim de determinar o tipo de modelo necessário para uma análise de segurança, foi avaliada a regularidade em planta e em altura do edifício de acordo com os critérios do EC8-1 e uma vez que ambas não são satisfeitas, concluiu-se que é necessário utilizar um modelo espacial.

Os materiais e as dimensões dos elementos foram atribuídos de acordo com a informação obtida nos ensaios realizados in situ aos elementos existentes e pela documentação existente. Para além de vários ensaios químicos ao betão, foram realizados ensaios a carotes em duas lajes do piso 1 a fim de confirmar a classe do betão existente na estrutura. Dos ensaios aos carotes de betão resultou que a resistência à compressão do betão existente é de 21.5MPa.

Para confirmar o tipo de aço usado nas armaduras de betão armado, foram abertas várias janelas de inspeção de armaduras nos vários tipos de elementos e verificou-se que alguns dos varões apresentavam um nervurado anterior ao que é usado atualmente e por isso não foi possível identificar o tipo de aço apenas com uma inspeção visual. Realizaram-se ensaios de tração a estes varões e confirmou-se que apresentam uma resistência semelhante a varões A500. Analisando o nervurado dos restantes varões, foi confirmada a utilização de varões de aço do tipo A500.

Os pilares e as vigas foram nomeados de acordo com a sua posição indicada na Fig. 32 e a Fig. 33. As plantas para todos os pisos podem ser consultadas no anexo A2. Para a distinção entre pisos, é adicionado ao indicador da posição do elemento um sufixo referente ao piso. Por exemplo, o pilar localizado na posição 1 e no piso -1 é denominado por “P1_-1”.

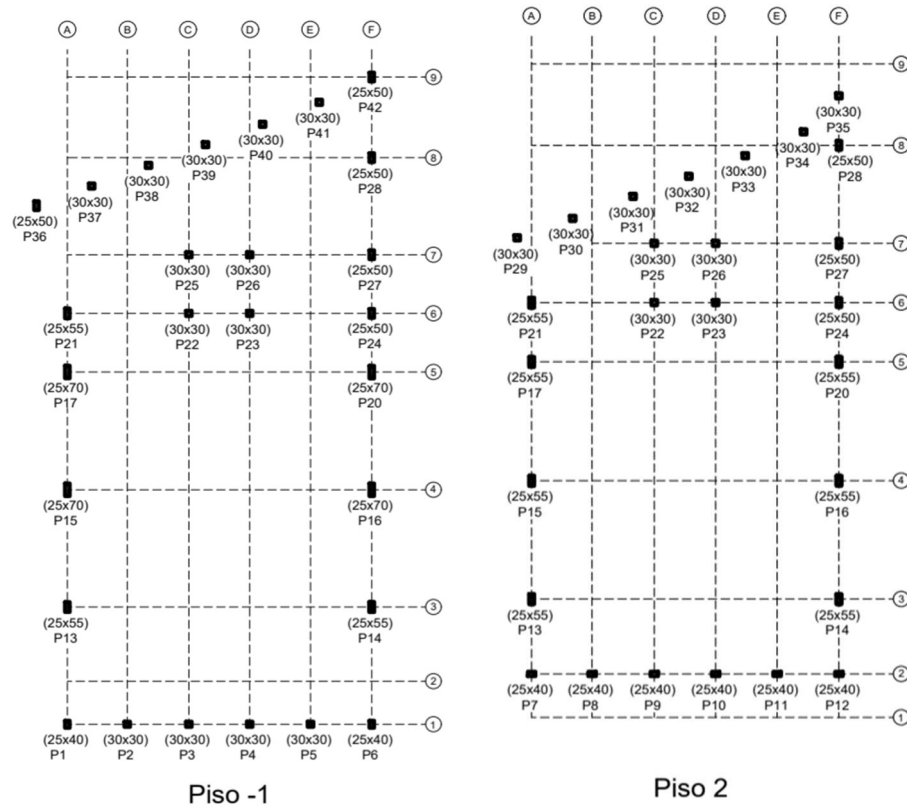


Fig. 32 – Localização dos pilares

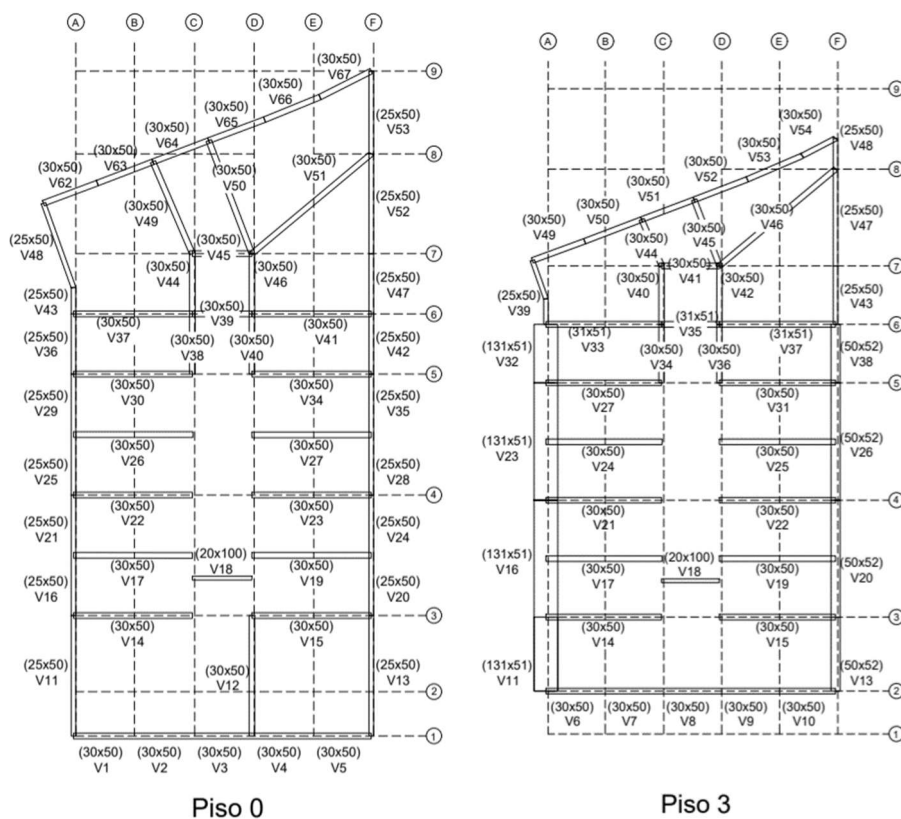


Fig. 33 – Localização das vigas

Nos Quadros 10 e 11 são apresentados os vários tipos de pilares e vigas que podem estar sujeitos a reforço. Os Quadros incluem também informação sobre a armadura de cada elemento.

Quadro 10 – Tipos de pilares de betão armado existentes

Tipo de Pilar	Dimensões (mm)		Armaduras (cm ²)	
	b	h	Longitudinal	Transversal
P 25x40	250	400	6Ø16+2Ø12	Ø6//0.20m (2r)
P 25x50	250	500	8Ø16	Ø6//0.20m (2r)
P 25x55	250	550	8Ø16	Ø6//0.20m (2r)
P 25x70	250	700	8Ø20	Ø6//0.20m (2r)
P 30x30	300	300	4Ø12	Ø6//0.20m (2r)
P 30x55	300	550	8Ø16	Ø6//0.20m (2r)

Quadro 11 – Tipos de vigas de betão armado existentes

Tipo de Viga	Dimensões (mm)		Armaduras (cm ²)	
	b	h	Longitudinal	Transversal
B 131x51	1310	510	14Ø20	Ø10//0.10 (8r)
B 20x100	200	1000	8Ø16	Ø8//0.20 (2r)
B 25x50	250	500	4Ø16	Ø8//0.15 (2r)
B 30x50	300	500	4Ø16	Ø8//0.20 (2r)
B 31x51	310	510	4Ø16	Ø8//0.20 (2r)
B 50x52	500	520	8Ø20	Ø6//0.20 (4r)
B 60x50	600	500	10Ø20	Ø6//0.20 (4r)

Para a modelação da geometria do edifício no programa, foram utilizados elementos do tipo barra para os pilares e vigas, enquanto que para a modelação de lajes e paredes foram utilizados painéis do tipo casca. O modelo completo é apresentado na Fig. 34.

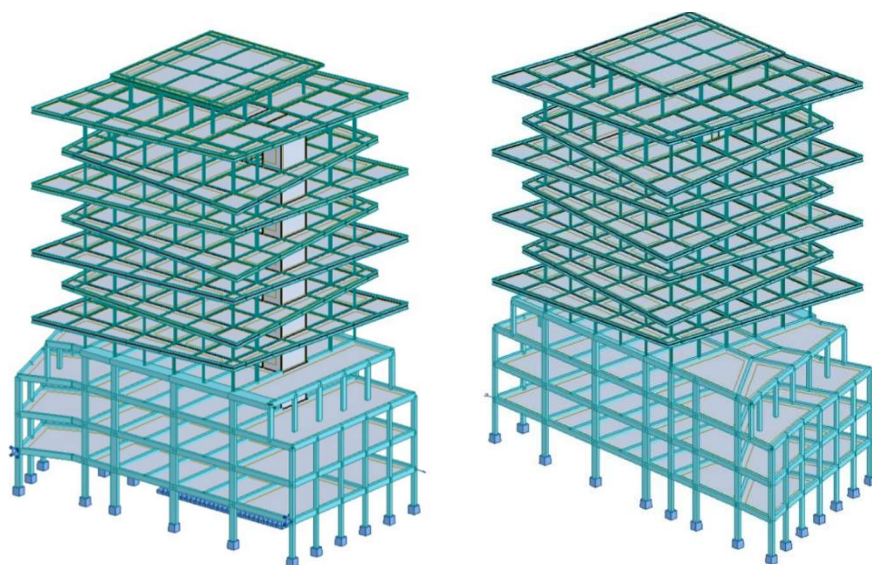


Fig. 34 – Modelo estrutural do edifício no software Structural Analysis

3.2.1. AÇÕES A CONSIDERAR

A quantificação das ações consideradas neste projeto foi feita de acordo com os Eurocódigos 0, 1, 2 e 8 [23] [24] [10] [2].

As cargas permanentes atuantes na estrutura foram divididas em dois grupos: peso próprio e restantes cargas permanentes.

As cargas variáveis tidas em consideração foram a sobrecarga do edifício, dependente do tipo de utilização de cada piso, a ação do vento e a ação sísmica.

3.2.1.1 Peso próprio

Para simular o peso próprio foram utilizados os valores calculados pelo programa para todos os elementos exceto as lajes aligeiradas, nas quais foi aplicada uma carga distribuída de 3kN/m^2 . Este valor resulta da avaliação da geometria e dos materiais constituintes deste tipo de laje.

3.2.1.2 Restantes cargas permanentes

Relativamente às restantes cargas permanentes, foram aplicadas as cargas resultantes da avaliação in situ realizada pela empresa responsável pela intervenção no edifício. Os valores obtidos são os seguintes:

- 4.2 kN/m^2 nas lajes dos pisos da base;
- 2.5 kN/m^2 nas lajes dos pisos da torre;
- 2.8 kN/m^2 nas lajes da cobertura;
- 3.0 kN/m^2 nas lajes de escadas.

No bordo das varandas foi ainda aplicada uma carga de 0.6 kN/m .

3.2.1.3 Sobrecargas

Os valores atribuídos para as sobrecargas foram definidos de acordo com o EC1.

Nos pavimentos do piso 0 foi aplicada uma sobrecarga de 4 kN/m^2 correspondente ao tipo de uso comercial. Nos restantes pisos, a sobrecarga aplicada foi de 2 kN/m^2 que corresponde ao uso habitacional. Adicionalmente, foram aplicadas sobrecargas de 3 kN/m^2 nas escadas e de 5 kN/m^2 (numa faixa de 1 metro) nas varandas.

Na cobertura e na zona técnica do piso 10 foi aplicada uma sobrecarga de 1 kN/m^2 devido a serem zonas inacessíveis aos moradores, utilizadas apenas para a realização de trabalhos de manutenção.

3.2.1.4 Ação do vento

Para a simulação da ação do vento, os valores atribuídos às cargas foram calculados de acordo com o EC1-4. O edifício apresenta uma altura acima do nível do solo de 34.5m e localiza-se num terreno da categoria III segundo o Quadro NA-4.1 do Anexo Nacional do EC1-4.

Relativamente à quantificação do valor básico da velocidade de referência do vento, considera-se que o edifício pertence à zona A porque está situado a mais de 5km da costa.

3.2.1.5 Ação sísmica

A ação sísmica atuante na estrutura foi considerada através do cálculo dos espectros apresentados no EC8-1, para um coeficiente de amortecimento $\zeta=5\%$.

A ação sísmica atuante no edifício depende das condições locais do terreno onde este se encontra. O relatório geotécnico foi realizado através de ensaios de penetração dinâmica (SPT) que permitiram considerar simplificada a existência de uma camada superior com uma tensão admissível reduzida (valores dos ensaios SPT inferiores a 10 pancadas), com uma espessura de aproximadamente 9m, e uma camada inferior com uma tensão admissível elevada (valores dos ensaios SPT superiores a 60 pancadas). Assim, foram utilizados os parâmetros para o cálculo dos espectros sísmicos apresentados no Quadro 12, correspondentes a um tipo de terreno E.

Quadro 12 – Parâmetros para o cálculo sísmico dependentes do terreno

Ação Sísmica	Tipo de Terreno	S_{max}	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
Tipo 1	E	1.8	0.1	0.6	2
Tipo 2		1.8	0.1	0.25	2

De acordo com o Anexo Nacional do EC8-1, Leiria encontra-se numa zona sísmica 1.5 e 2.4 para sismos tipo 1 e tipo 2, respetivamente.

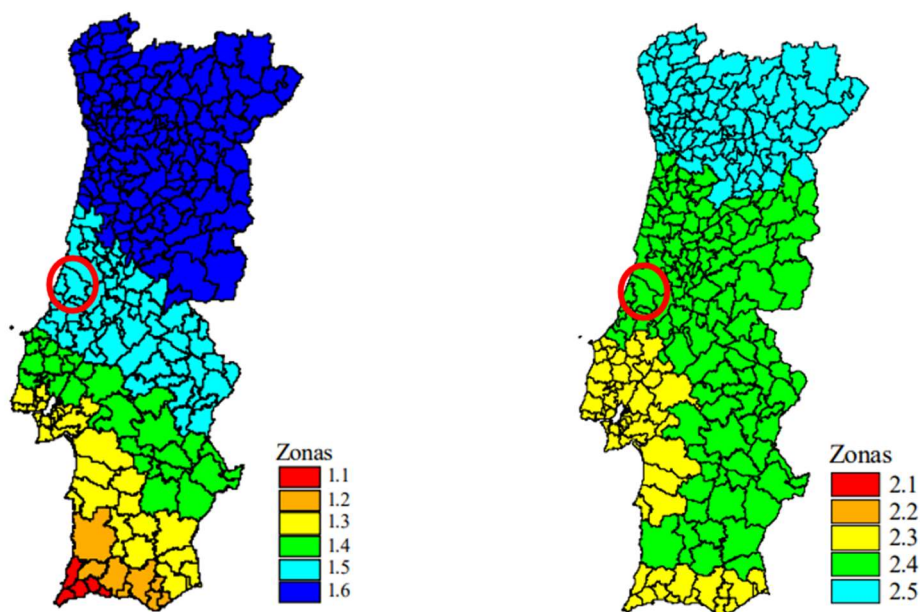


Fig. 35 – Zonas de ação sísmica tipo 1 e tipo 2

Uma vez que o edifício pertence à classe de importância II, apenas é necessário fazer uma verificação para o estado limite de danos severos (SD). Segundo o Anexo Nacional do EC8-3, o período de retorno a ser usado em Portugal para este estado limite deve ser 308 anos correspondente a uma probabilidade de excedência de 15% em 50 anos. Por esse motivo, os valores da aceleração máxima de referência a_g adotados resultam da multiplicação dos valores de a_{gR} indicados no Anexo Nacional do EC8-1 pelos coeficientes multiplicativos da ação sísmica presentes no Quadro NA.I do EC8-3 relativos ao estado limite de danos severos (0.75 para sismos de tipo 1 e 0.84 para sismos do tipo 2 no continente).

Quadro 13 – Parâmetros para o cálculo sísmico dependentes da localização

Ação Sísmica	Zona Sísmica	a_{gR}	γ_I (SD)	a_g	S
Tipo 1	1.5	0.6	0.75	0.45	1.80
Tipo 2	2.4	1.1	0.84	0.92	1.80

Foi utilizada uma folha de cálculo para calcular os espectros de resposta elástica apresentados na Fig. 36, utilizando os parâmetros apresentados no Quadro 12 e no Quadro 13.

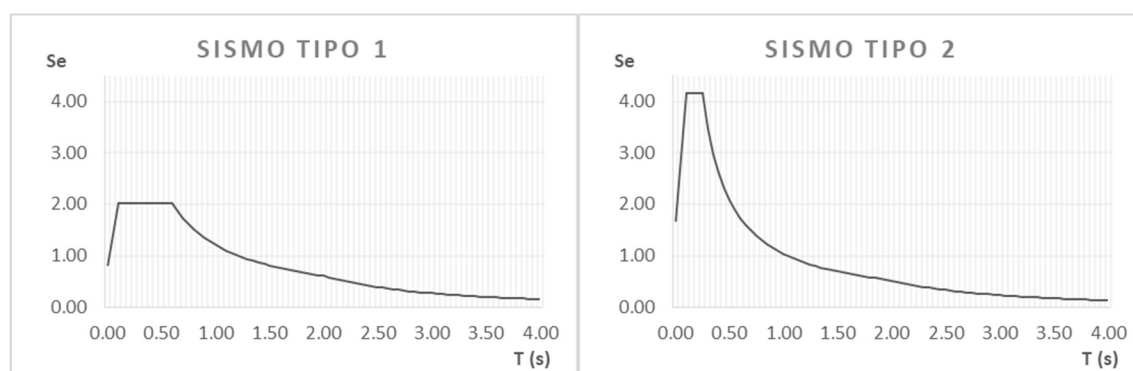


Fig. 36 – Representação gráfica da ação sísmica através dos espectros de resposta elástica

Na verificação de segurança descrita mais à frente neste documento verificou-se que não é admissível a utilização de ambos os métodos de análise linear, e opta-se pela utilização de uma abordagem com um coeficiente de comportamento $q=2.0$. Para esta abordagem, são usados os espectros de cálculo para a análise elástica, representados na Fig. 37, também calculados através dos parâmetros do Quadro 12 e do Quadro 13.

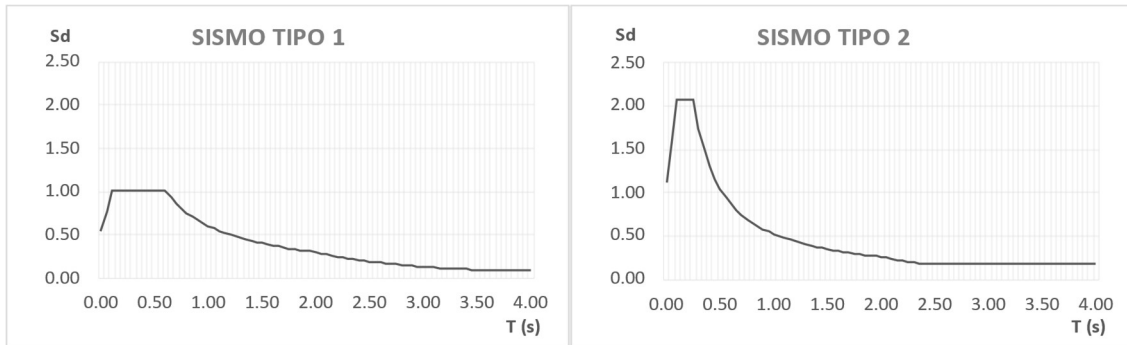


Fig. 37 – Representação gráfica da ação sísmica através dos espectros de cálculo

3.2.2. COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Estado Limite Último

- Combinação de ações para situações de projeto:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} Q_{k,i}$$

- Combinação de ações para situações de acidente ou sísmica:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i} + A_k$$

Estado Limite de Utilização

- Combinação característica

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Combinação Frequente

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Combinação Quase-Permanente

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

3.3. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

As intervenções efetuadas na estrutura ao longo dos anos foram corretamente documentadas, levando a uma certeza do que realmente foi executado. Além disso, foram realizados ensaios na estrutura existente para garantir que os elementos existentes correspondiam aos elementos documentados. Com isto, foi assumido um nível de conhecimento integral, KL3. Como apresentado no capítulo anterior, todos os métodos de análise são admitidos para a verificação de uma estrutura com um nível de conhecimento KL3.

3.3.1. VERIFICAÇÃO DA ADMISSIBILIDADE DE UMA ANÁLISE LINEAR

Como primeira opção, optou-se por realizar a análise através de um método linear devido à simplicidade destes mesmos comparativamente a um método de análise não linear. Uma vez que o edifício não cumpre os critérios de regularidade em planta ou em altura, o método das forças laterais é imediatamente excluído neste caso e por isso foi escolhido o método de análise modal por espectro de resposta.

Como descrito em 2.2.6, para ser admissível a utilização de uma análise linear é necessário avaliar se a estrutura tem capacidade para assegurar uma resposta em termos de deformações aceitável.

Seguindo o procedimento descrito no capítulo anterior, começou-se por calcular a exigência em termos de momentos fletores (D) obtida a partir de uma análise modal por espectro de resposta para a combinação das ações sísmicas para todos os elementos dúcteis. A capacidade dos elementos foi calculada através do equilíbrio de forças nos diagramas de tensões para cada tipo de elemento. Os resultados obtidos são apresentados no Quadro 14.

Quadro 14 – Resultados da admissibilidade de uma análise linear para pilares

Tipo de Pilar	$\rho_{\max}$	$\rho_{\min} (>1)$	$\rho_{\max}/\rho_{\min}$
P 25x40	8.20	1.00	8.20
P 25x50	1.48	1.00	1.48
P 25x55	*	1.00	-
P 25x70	*	1.01	-
P 30x30	*	1.00	-
P 30x55	*	1.03	-

*Momento fletor resistente insuficiente devido ao esforço axial ser superior à resistência do elemento.

Dos resultados obtidos para os pilares é possível concluir que não será admissível a utilização de um método de análise linear porque em Portugal a relação $\rho_{\max}/\rho_{\min}$ não pode ser superior a 3. Os valores da capacidade e exigência usados para o cálculo de ρ para cada pilar estão disponíveis no anexo A3.

3.3.2. ANÁLISE UTILIZANDO COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO

Uma vez que não são cumpridos os requisitos para a realização de uma análise linear e o edifício é irregular em planta, o método de análise escolhido foi uma análise modal por espectro de resposta utilizando uma abordagem por coeficiente de comportamento q .

O modelo usado para a verificação da admissibilidade de uma análise linear não pode ser aplicado nesta abordagem porque os espectros utilizados para representar a ação sísmica foram os espectros de resposta

elástica e nas análises efetuadas pela abordagem por coeficiente de comportamento devem ser utilizados os espectros de cálculo para a resposta elástica.

Avaliação da necessidade de reforço

Para avaliar a necessidade de reforço dos elementos estruturais, compararam-se os esforços atuantes com a capacidade de resistência de cada elemento, como ilustrado no Quadro 15 e no Quadro 16. A nova solicitação dos elementos foi determinada por meio da análise do modelo estrutural. A capacidade de cada elemento foi calculada com base no equilíbrio das forças internas na sua secção transversal. Ao avaliar os esforços máximos e a capacidade de cada tipo de pilar e viga, identificaram-se os elementos que necessitam de reforço. Os valores de capacidade e resistência para os momentos de cada tipo pilar não estão presentes no Quadro 15 porque esta depende do esforço axial aplicado em cada combinação.

Quadro 15 – Exigência e capacidade máxima de cada tipo de pilar

Tipo de Pilar	Esforço Axial				Esforço Transverso			
	Compressão		Tração					
	N_{Ed} (kN)	N_{Rd} (kN)	N_{Ed} (kN)	N_{Rd} (kN)	$V_{Ed,x}$ (kN)	$V_{Rd,x}$ (kN)	$V_{Ed,y}$ (kN)	$V_{Rd,y}$ (kN)
P 25x40	552.5	1977.9	118.7	632.2	16.1	62.4	185.1	78.9
P 25x50	2003.5	2404.1	-	699.7	82.0	75.3	79.8	100.9
P 25x55	3504.9	2591.3	-	699.7	56.8	80.2	114.9	111.8
P 25x70	3740.8	3469.4	-	1093.3	41.4	109.3	50.4	144.7
P 30x30	2078.6	1456.6	137.9	196.8	58.6	57.0	50.4	57.0
P 30x55	2127.9	2977.5	-	699.7	36.8	88.8	48.6	111.8

Quadro 16 – Exigência e capacidade máxima de cada tipo de viga

Tipo de Viga	Esforço Transverso		Momentos Fletores	
	V_{Ed} (kN)	V_{Rd} (kN)	M_{Ed} (kNm)	M_{Rd} (kNm)
B 131x51	681.9	2320.9	1010.6	830.1
B 20x100	30.1	352.2	78.5	596.7
B 25x50	296.2	240.6	393.6	149.1
B 30x50	462.9	180.5	929.3	151.9
B 31x51	276.8	184.4	397.9	155.7
B 50x52	537.9	210.0	803.9	457.6
B 60x50	409.4	201.3	192.5	540.3

Com o objetivo de analisar a segurança e a eventual necessidade de reforço do núcleo do edifício, foram comparados os esforços atuantes piso a piso com a respetiva resistência da secção transversal do núcleo, como mostra o Quadro 17, e verificou-se que não é necessário o dimensionamento de reforço para nenhuma das paredes. A verificação da segurança à flexão desviada foi feita através de um software disponibilizado pela empresa que permite definir a secção transversal do pilar e calcular a sua resistência à flexão desviada para uma dada lista de esforços.

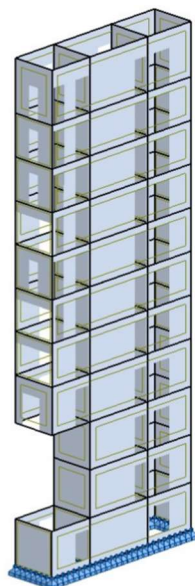


Fig. 38 – Núcleo do edifício

Quadro 17 – Esforços atuantes no núcleo por piso

Piso	N_{Ed} (kN)	$M_{Ed,x}$ (kNm)	$M_{Ed,y}$ (kNm)
-1	1809.1	32082.0	6414.3
0	2034.3	26862.6	7759.8
1	1720.2	22310.3	6403.6
2	1451.5	20023.9	4159.2
3	1303.8	16760.5	4660.5
4	1245.5	13979.1	4774.1
5	1133.5	10923.7	4668.2
6	1018.0	8970.7	4955.0
7	948.0	5866.3	4458.0
8	778.4	3264.5	3589.7
9	499.3	1369.0	2381.6

Avaliação do impacto de pilares localizados no vão de uma laje

Através de uma análise visual do modelo verificou-se que existem alguns pilares ao nível do piso 2 que se apoiam no vão de uma laje, e que não transmitem os esforços provenientes do piso superior para uma viga, como ilustrado na Fig. 39. Apesar de esta dissertação não ter como objetivo dimensionar o reforço de lajes, achou-se relevante estudar o impacto desta situação na segurança da laje.

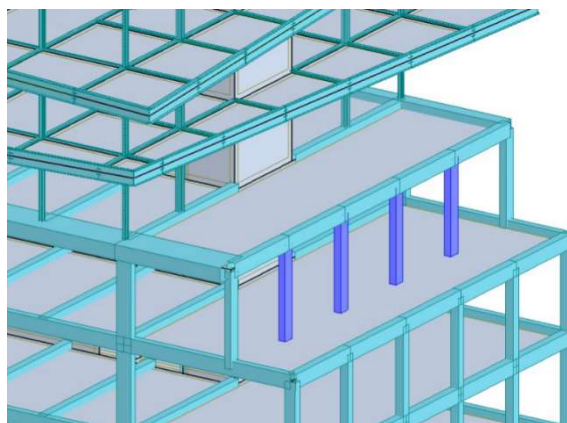


Fig. 39 – Pilares no vão de uma laje

Da análise de esforços nos pilares ilustrados na Fig. 40 foi possível verificar que estes não sofrem compressão para nenhuma das combinações consideradas no modelo e, por este motivo, concluiu-se que os pilares não contribuiriam para aumentar a deformação da laje, mas sim para a diminuir, ou seja, funcionam à tração.



Fig. 40 – Diagramas de esforços axiais nos pilares apoiados na laje

4

PROJETO DE REFORÇO

4.1. INTRODUÇÃO

No presente capítulo são apresentadas as soluções de dimensionamento de reforço obtidas para os elementos que na verificação de segurança mostraram não ter capacidade para suportar os esforços necessários.

Para além da apresentação de soluções, pretende-se também explicar como foram resolvidas as principais dificuldades que surgiram ao longo do dimensionamento.

São vários os elementos a necessitarem de reforço e não é viável concretizar em obra uma solução de reforço diferente para cada um dos elementos. A aplicação da mesma solução de reforço para cada tipo de elemento também não é uma resposta adequada porque resulta num elevado desperdício de material. Por esse motivo, os elementos foram agrupados em função dos esforços atuantes de maneira a uma solução de reforço ser adequada para vários pilares e evitando um desperdício de materiais.

Como um dos objetivos desta dissertação é também a comparação de soluções tipos de diferentes reforços, para cada grupo será apresentada uma solução para cada tipo de material. No entanto, é importante referir que não foi estudado qual o material mais adequado para cada situação porque para isso seria necessário informação sobre o nível de reversibilidade e resistência ao fogo pretendidos, bem como o tempo de execução disponível.

De notar também que não foi avaliada a possibilidade de dimensionar um reforço composto por mais do que um tipo de material.

Para que o conteúdo deste capítulo não seja repetitivo, serão apenas apresentados com detalhe alguns dos dimensionamentos efetuados. Os resultados obtidos para todos os elementos podem ser consultados nos anexos A4 e A5.

4.2. REFORÇO COM BETÃO ARMADO

Uma vez que o betão existente tem uma resistência de 21.5 MPa, seguiu-se a recomendação de usar no reforço um betão com pelo menos mais 5MPa de resistência e dimensionou-se o reforço com um betão de classe C30/37. Em relação às armaduras, todos os dimensionamentos de reforço com esta técnica foram feitos para armaduras de um aço da classe A500.

4.2.1. PILARES

Para ilustrar o processo de dimensionamento de um encamisamento de betão armado para pilares, foi seleccionado como exemplo o pilar P28. Sem reforço, este pilar possui uma resistência de 2404 kN a esforços axiais e uma resistência de 75.3 kN e 100.9 kN a esforços transversais na direcção x e y, respetivamente.

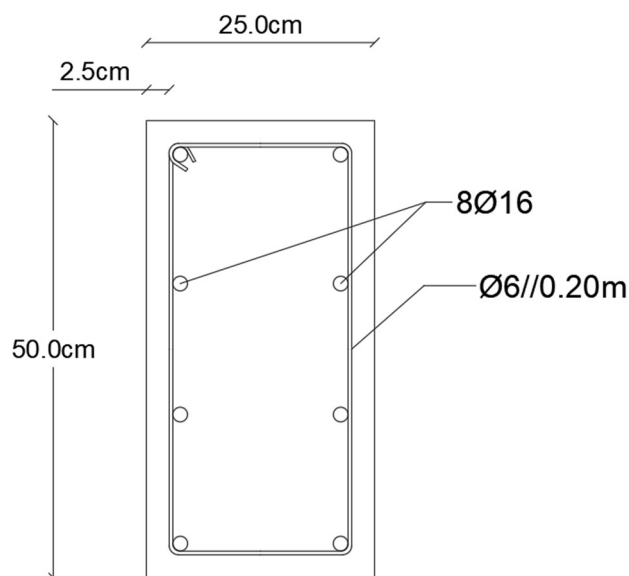


Fig. 41 – Secção transversal de um pilar P 25x50

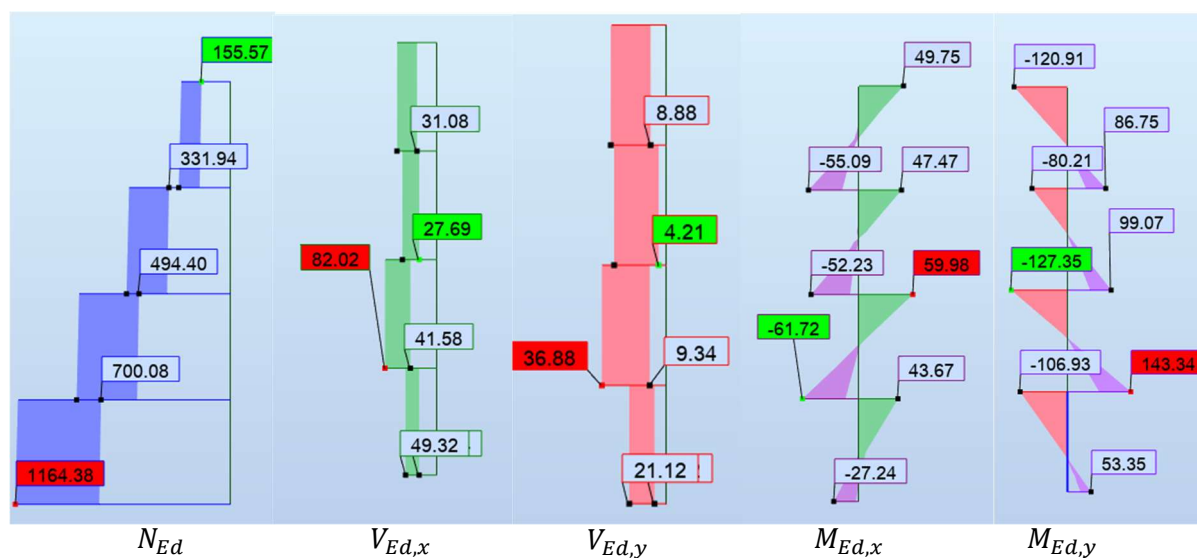


Fig. 42 – Diagrama da envolvente de esforços do pilar P28

Neste caso, o dimensionamento do encamisamento está limitado porque a secção transversal dos pilares não pode crescer numa das direcções devido à existência de juntas de dilatação. Pela análise dos diagramas da envolvente de momentos verifica-se que o pilar P28 necessita de reforço ao corte na direcção x.

O processo de dimensionamento é feito iterativamente. Primeiro, escolhem-se as espessuras do encamisamento em cada direção e a configuração de armaduras a ser inserida no encamisamento. De seguida, utilizando os esforços obtidos no modelo, é realizada uma verificação de segurança em relação à flexão desviada para todas as combinações de cargas consideradas. Consoante o resultado da verificação, são realizadas novas iterações até ser obtida uma solução que verifique a segurança e que ao mesmo tempo não seja excessiva.

Visto tratar-se de vários pilares e de várias combinações, para os cálculos foi utilizado um software disponibilizado pela empresa que permite definir a secção transversal do pilar e calcular a sua resistência à flexão desviada para uma dada lista de esforços.

Quadro 18 – Resultados obtidos para as combinações condicionantes nos pilares P 25x50

N_{Ed} (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	M_{Ed} (kNm)	M_{Rd} (kNm)
832.6	-57.1	143.3	154.3	174.2
824.9	-61.7	139.5	152.5	174.8
825.5	-58.8	139.4	151.3	174.4

Verifica-se que o elemento cumpre a verificação à flexão desviada com a aplicação de um encamisamento com 18 cm de espessura numa das faces com 25cm de largura, e com 4 varões com 20 mm de diâmetro.

Escolhida a solução de armadura longitudinal, procede-se ao dimensionamento dos estribos de reforço para o valor máximo de esforço transverso atuante nos pilares de acordo com o EC2. A resistência ao esforço transversal do elemento reforçado é determinada pela combinação da resistência dos estribos já existentes com a resistência dos estribos adicionais de reforço.

Sabendo que o esforço transversal máximo atuante na direção x neste pilar é de 82 kN, e que sem reforço o pilar tem uma resistência de 75.3 kN nessa direção, verificou-se que a aplicação de estribos com varões de 8mm espaçados a 25 cm é suficiente para garantir a segurança. No entanto, uma vez que os novos estribos são amarrados aos estribos existentes, foi adotado um espaçamento de 20 cm.

Por fim, foi feita a verificação ao corte na interface entre os dois tipos de betão, assumindo os coeficientes $c=0.40$ e $\mu=0.7$.

$$v_{Edi} = \beta * \frac{V_{Ed}}{z * b_i} = \left(\frac{8.04}{8.04 + 16.08} \right) * \frac{89}{0.9 * 0.56 * 0.25} = 235.45 kPa$$

$$v_{Rdi} < 0.7 * \frac{14333}{2} = 5016.5 kPa$$

$$v_{Rdi} = 0.9 * \left(0.40 * 1.35 * 10^3 + 0.7 * 0 + \left(\frac{1 * 10^{-4}}{0.25} \right) * 435 * 10^3 * (0.7 * \sin 90 + \cos 90) \right) \\ = 595.6 kPa < 5016.6 kPa$$

Como $v_{Rdi} \geq v_{Edi}$, não é necessário adicionar mais armaduras na interface entre os dois tipos de betão.

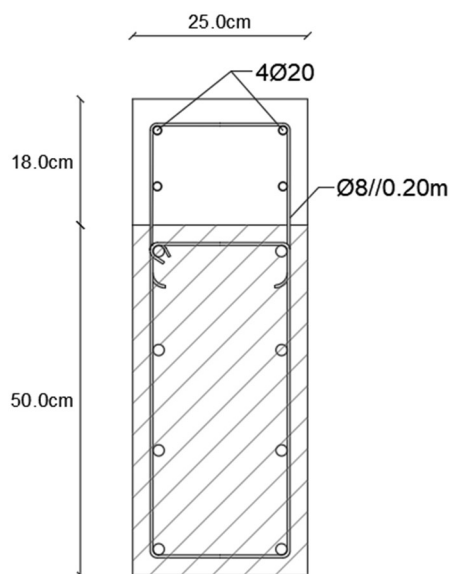


Fig. 43 – Secção transversal de um pilar P25x50 reforçado

No anexo A4 são apresentados quadros de pilares, que demonstram os resultados obtidos para todos os pilares reforçados.

Quadro de Pilares - Betão (3 de 4)					
Betão	P25	P27	P28	P29, P30, P31, P32 e P33	P34 e P35
Piso 2					
Piso 1					
Piso 0					
Piso -1					

Fig. 44 - Excerto de quadro de pilares reforçados com betão

4.2.2. VIGAS

▪ Exemplo 1

Para o dimensionamento de um encamisamento de betão armado numa viga, foram escolhidas como exemplo as vigas do tipo B 31x51.

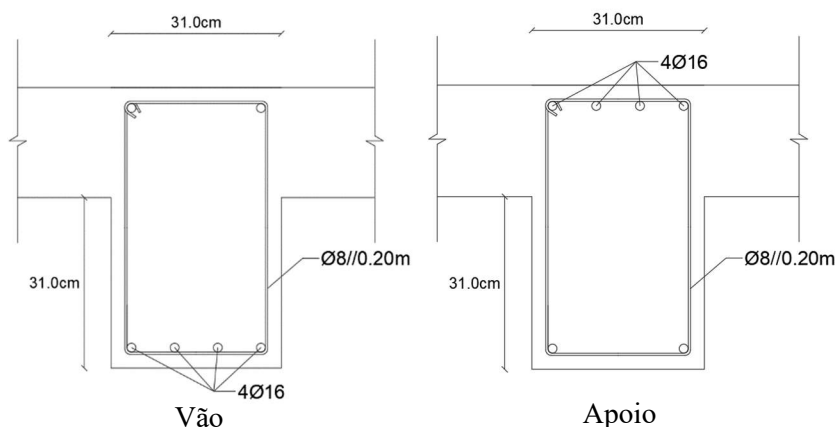


Fig. 45 – Secção transversal de uma viga B 31x51

Sem reforço, estas vigas apresentam uma resistência à flexão de 155.9 kNm quer para momentos positivos no vão, quer para momentos negativos no apoio. Já para a resistência ao corte, a viga apresenta uma capacidade de 184.4 kN.

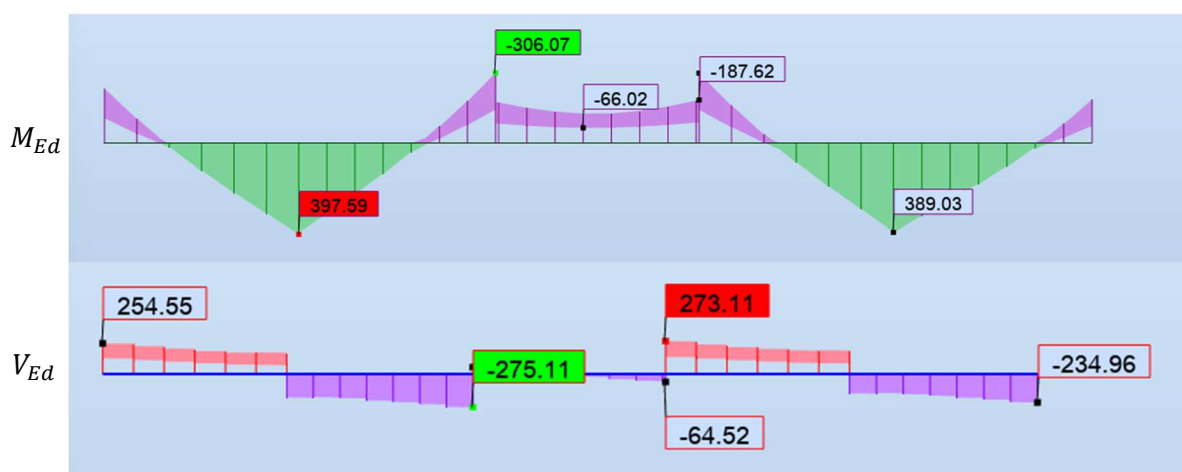


Fig. 46 – Diagramas da envolvente de momentos fletores e esforços transversos das vigas B 31x51

Da análise dos diagramas, conclui-se que é necessário reforçar a viga à flexão e ao corte.

Uma vez que neste tipo de encamisamento apenas se adiciona reforço na parte inferior da viga, o aumento da resistência a momentos negativos nos apoios é conseguido exclusivamente através do aumento da espessura do encamisamento. Trata-se por isso de um processo iterativo, em que se ajustam as espessuras do encamisamento até que a resistência aos momentos nos apoios seja adequada.

Considera-se que a resistência nos apoios é satisfatória quando é possível redistribuir os momentos e garantir a resistência aos momentos no vão adicionando apenas armadura inferior.

Neste caso, chegou-se à solução de uma espessura de 15 cm para o encamisamento inferior e 10 cm para o encamisamento numa das laterais da viga. Devido ao aumento das dimensões da viga causado pelos encamisamentos, a resistência aos momentos fletores na viga no apoio aumenta para 208.2 kNm.

$$\delta = \frac{208.2}{306.1} = 0.68$$

Visto tratar-se de uma redistribuição superior a 30% e das armaduras utilizadas pertencerem a uma classe B, segundo o EC2 é necessário realizar uma verificação explícita da capacidade de rotação da viga.

Para calcular os valores da curvatura total e elástica da viga no apoio foi utilizado um software de cálculo de análise não linear de secções de betão armado sujeitas à flexão. [25] [26]

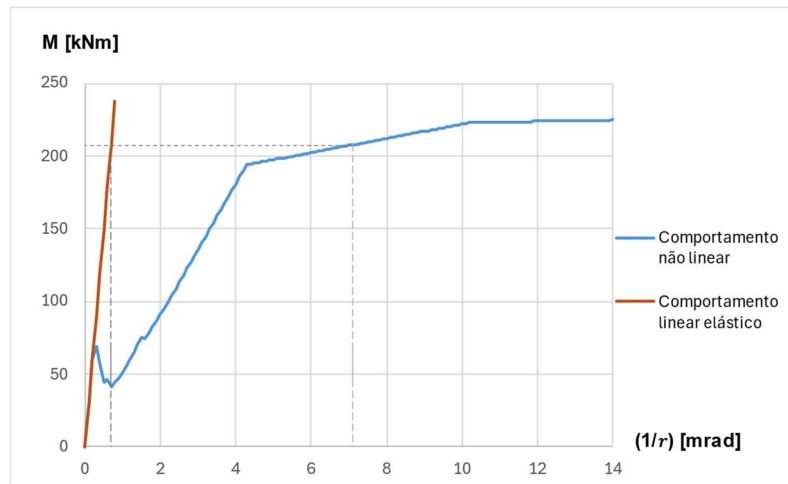


Fig. 47 – Curvatura da viga B 31x51

Da análise do gráfico da Fig. 47 retira-se que para um momento de 207.36 kNm, a curvatura total da viga no apoio é de 7.1 mrad enquanto que a curvatura elástica é de aproximadamente 0.9 mrad. De seguida, foi calculada a rotação plástica da viga no apoio e o seu valor limite de acordo com o EC2.

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{plástica} = \left(\frac{1}{r}\right)_{total} - \left(\frac{1}{r}\right)_{elástica} = 6.2 \text{ mrad}$$

$$\theta_s = 1.2 * h * \left(\frac{1}{r}\right)_{plástica} = 1.2 * 0.51 * 6.2 = 3.79 \text{ mrad}$$

O limite da rotação plástica admissível imposto pelo EC2 é:

$$\lambda = \frac{M_{Ed}}{V_{Ed} * d} = \frac{306.2}{275.1 * 0.63} = 1.77$$

$$k_\lambda = \sqrt{\frac{\lambda}{3}} = \sqrt{\frac{1.766}{3}} = 0.767$$

$$\theta_{pl,d} = 12 \text{ mrad}$$

$$\theta_{pl} = \theta_{pl,d} * k_\lambda = 12 * 0.767 = 9.2 \text{ mrad}$$

Foi também realizada a verificação da deformação e da fendilhação da viga para o estado limite de utilização, e ambas cumprem os limites impostos no EC2. Assim, conclui-se que esta espessura de encamisamento é suficiente para que se verifique a capacidade de rotação da viga, e pode-se prosseguir com o dimensionamento do reforço.

O momento máximo no vão resultante da redistribuição pode é calculado através dos valores dos diagramas de momentos e do momento no apoio após a redistribuição:

$$M_{Ed,red}^+ = \frac{(306.1 + 237.7)}{2} - 208.2 + 397.6 = 462.3 \text{ kNm}$$

A solução de armaduras proposta para o reforço à flexão no vão é de 7 varões com 16 mm de diâmetro, conferindo à viga uma resistência de 473.5 kNm. Após garantir a segurança à flexão, procedeu-se ao dimensionamento dos estribos de reforço. Verificou-se que a aplicação de 1 ramo de varões com 8 mm de diâmetro espaçados a 20 cm é suficiente porque, em conjunto com os estribos existentes na viga pré-reforço, esta configuração oferece à viga uma resistência ao corte de 293.3 kN.

Por fim, é necessário avaliar a zona de junta entre os dois tipos de betão. Assumindo $c=0.40$ e $\mu=0.7$:

$$d = \frac{14.07 * 0.65 + 8.04 * 0.48}{14.07 + 8.04} = 0.59 \text{ m}$$

$$v_{Edi} = \beta * \frac{V_{Ed}}{z * b_i} = \left(\frac{14.07}{14.07 + 8.04} \right) * \frac{275.11}{(0.9 * 0.59) * (0.31)} = 1063.54 \text{ kPa}$$

$$\begin{aligned} v_{Rdi} &= 0.9 * \left(0.40 * 1.35 * 10^3 + 0.7 * 0 + \left(\frac{6.60 * 10^{-4}}{0.31} \right) * 435 * 10^3 * (0.7 * \sin 90 + \cos 90) \right) \\ &= 1069.8 \text{ kPa} < 5016.55 \text{ kPa} \end{aligned}$$

A condição $v_{Rdi} \geq v_{Edi}$ é satisfeita para uma área de secção de armaduras que atravessa a junta de 6.60 cm²/m. Uma vez que os estribos mínimos adicionados no encamisamento representam uma área de 2.5 cm²/m na junta inferior, apenas é necessária a adição de 4.1 cm²/m. Com isto, está finalizado o dimensionamento da solução de reforço de uma viga através de um encamisamento de betão armado.

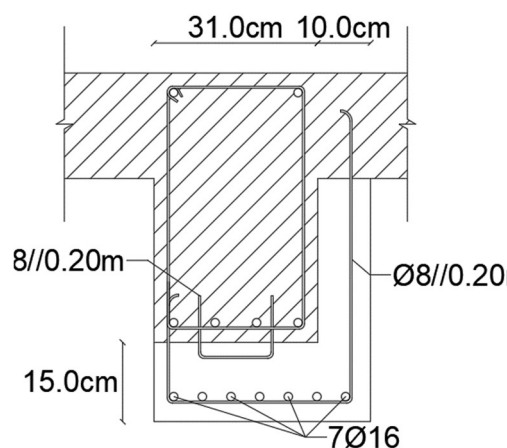


Fig. 48 – Secção transversal no vão de uma viga B 31x51 reforçada

Exemplo 2

No dimensionamento de um outro tipo de vigas, B 30x50, a análise dos diagramas de momentos revela que em alguns dos tramos a nova exigência é muito superior à capacidade atual da viga.

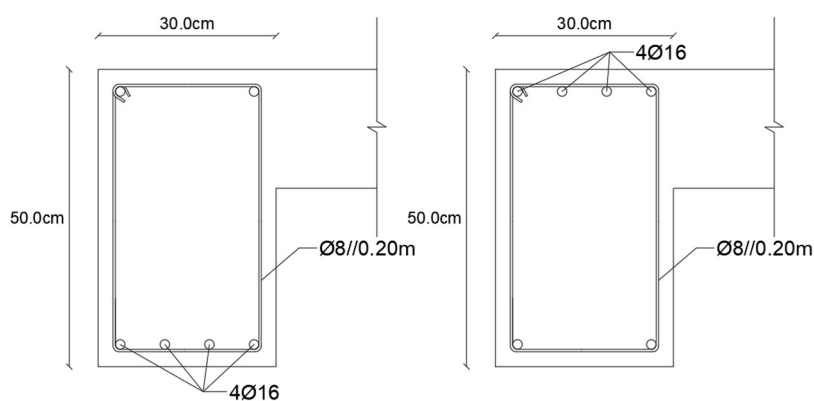


Fig. 49 – Secção transversal de uma viga B 30x50 no vão e no apoio

Sabendo que a viga existente apresenta uma resistência a momentos de aproximadamente 152 kNm, reforçar estas vigas implicaria um aumento de seis vezes a sua resistência atual. Por esse motivo, a solução proposta para essas vigas é a substituição do elemento e não o seu reforço.

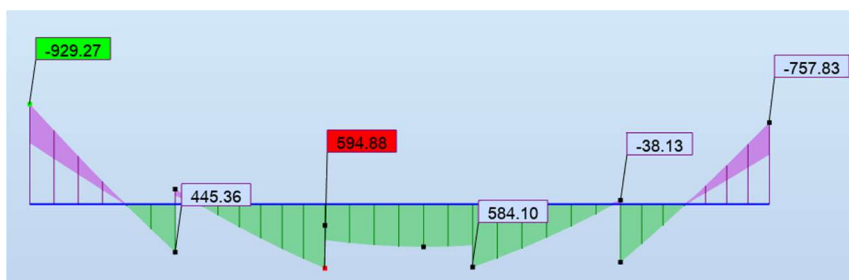


Fig. 50 – Diagrama da envolvente de momentos nas vigas V6, V7, V8, V9 e V10

4.3. REFORÇO COM AÇO

Para todos os dimensionamentos apresentados de reforço com aço, deve ser aplicada uma resina do tipo epóxi em todas as chapas em contacto com o betão. Para garantir uma colagem eficiente, a camada de resina não deverá ter uma espessura superior a 2mm.

4.3.1. PILARES

▪ Exemplo 1

Como primeiro exemplo de reforço de pilares com aço foram escolhidos os pilares do tipo P 30x30. Sem reforço, este tipo de pilares tem uma resistência à compressão de 1457 kN e 57 kN ao corte. Como nestes pilares ocorre flexão desviada, a sua resistência à flexão depende do esforço axial de cada combinação.

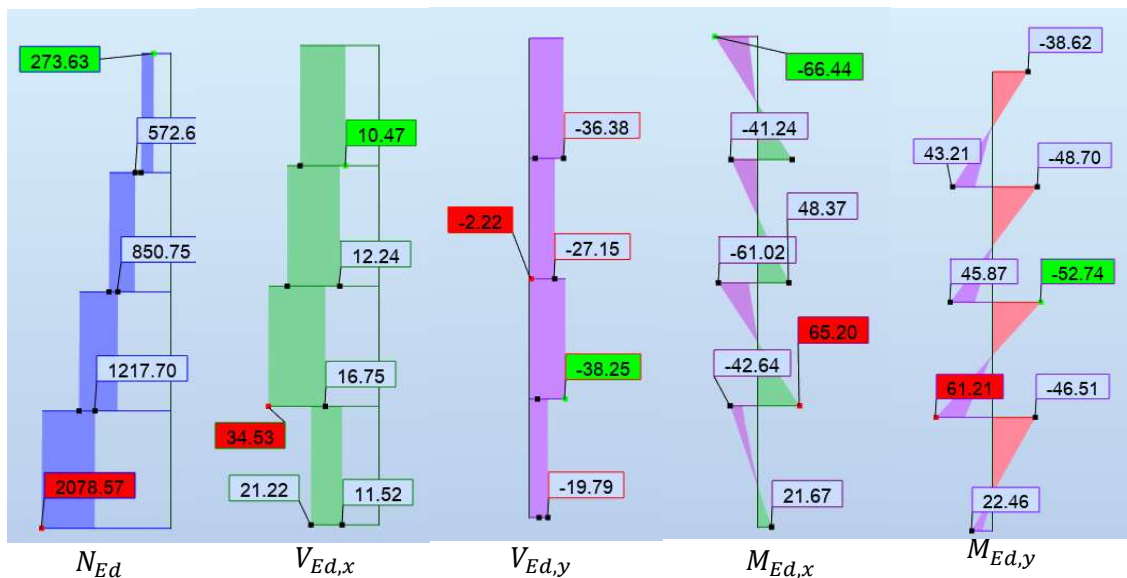


Fig. 51 – Diagramas da envolvente de esforços do pilar P26

A avaliação dos diagramas de esforços nos pilares indicou que não é necessário aumentar a sua resistência a esforços transversais. Como é necessário aumentar a resistência a esforços axiais, optou-se pelo reforço com um encamisamento por colagem de chapas metálicas. Para este tipo de encamisamento, foi escolhido um aço S 355, com uma tensão de cedência de 355 MPa.

O primeiro passo no dimensionamento desta técnica é calcular a área transversal de armadura necessária para proporcionar ao betão confinado a resistência desejada. Para este pilar, foi dimensionado um encamisamento que proporciona ao betão uma resistência à compressão de 30 MPa. Verificou-se que é possível conferir ao betão esta resistência utilizando uma espessura de aço de 2 mm em cada face do pilar.

$$V_{aço} = A_{aço} * Perímetro = 0.002 * 1 * (4 * 0.3) = 0.0024 m^2$$

$$V_{betão} = A_{betão} = 0.3 * 0.3 = 0.09 m^2$$

$$\omega_{wc} = \frac{0.0024}{0.09} * \frac{355}{14.33} = 0.66$$

$$\alpha_n = \left(1 - \frac{8}{3} * \frac{1}{4}\right) = 0.33$$

$$\sigma_2 = \frac{1}{2} 0.33 * 0.66 * 21.5 = 2.34 \text{ MPa}$$

Como $\sigma_2 > 0.05 f_{ck} = 1.075 \text{ MPa}$,

$$f_{ck,c} = 21.5 * \left(1.125 + 2.50 * \frac{2.34}{21.5} \right) = 30.0 \text{ MPa}$$

Por fim, seguindo o mesmo procedimento adotado para o encamisamento de pilares com betão armado, verificou-se que com as chapas dimensionadas para o confinamento são suficientes para garantir a segurança à flexão desviada, para todas as combinações de esforço atuantes neste pilar.

Quadro 19 – Resultados obtidos para as combinações condicionantes no pilar D7

N_{Ed} (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	M_{Ed} (kNm)	M_{Rd} (kNm)
2068.88	-42.42	-46.24	62.75	85.64
2054.08	-42.54	-46.38	62.93	86.94
1451.34	65.20	60.80	89.15	127.82

Embora para os pilar P26 não seja necessário reforçar para o esforço transversal, o encamisamento funciona também como reforço. A resistência ao esforço transversal adicionada pelo encamisamento é de:

$$V_{Rd,r} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_r * z * f_{ywd} * \cot \theta = (0.1 * 4 * 100) * 10^{-4} * 0.9 * 0.26 * 355000 * 2 = 664.56 \text{ kN}$$

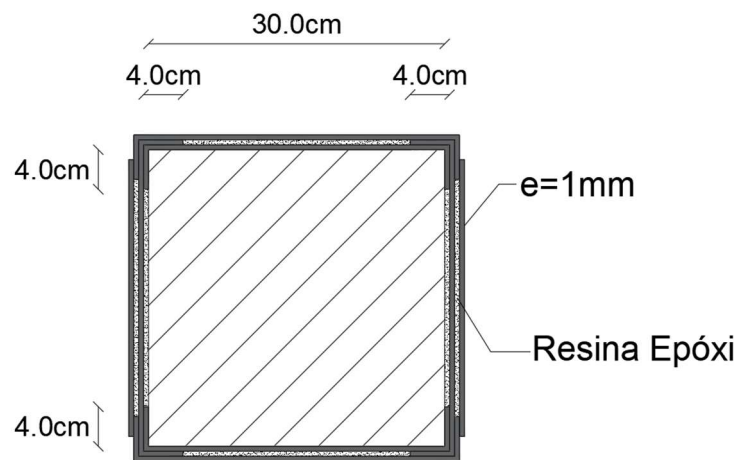


Fig. 52 – Secção transversal de um pilar P 30x30 reforçado com encamisamento por colagem de chapas metálicas

Nesta solução foram aplicadas duas chapas com 1 mm de espessura em cada face e não apenas uma chapa com 2 mm de espessura porque a solução adotada permite uma melhor ligação ao elemento.

Exemplo 2

Como segundo exemplo para o dimensionamento de reforço de pilares com aço foi escolhido o pilar P14, do tipo P 25x55. Sem reforço, a resistência à compressão deste tipo de pilares é de 2591 kN e a resistência ao corte é de 80.2 kN e 111.8 kN, nas direções x e y respetivamente.

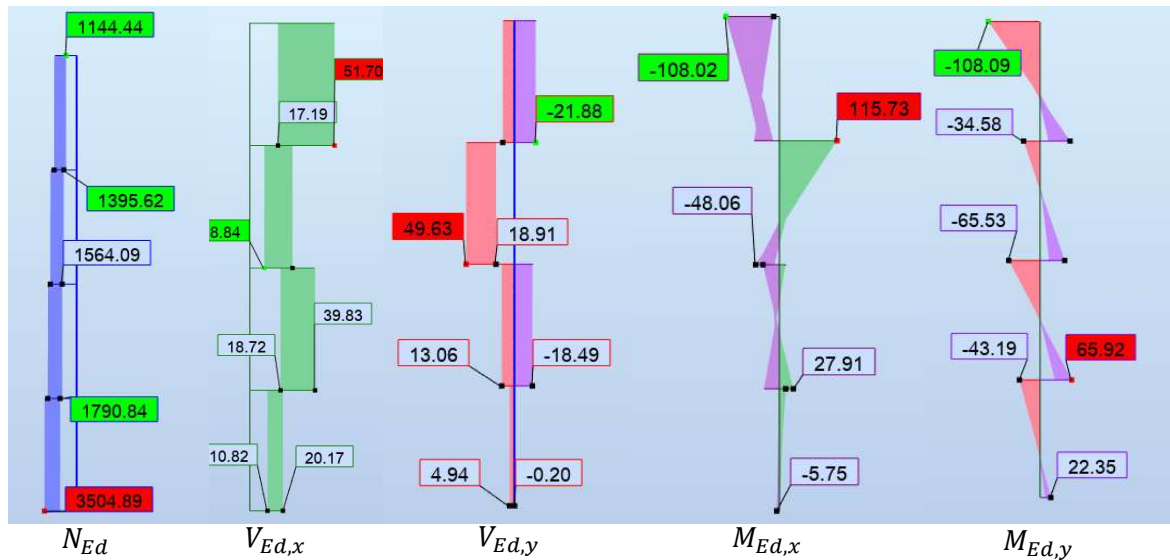


Fig. 53 – Diagramas de esforços no pilar P14

Da análise dos diagramas, concluiu-se que os pilares necessitam de reforço para suportar os esforços axiais. Assim, o reforço destes pilares foi realizado através de um encamisamento do tipo steel caging. Para este tipo de encamisamento, foi escolhido um aço S 460 N/NL, que é soldável e tem uma tensão de cedência de 460 MPa.

Tal como nos encamisamentos por colagem de chapas metálicas, é necessário calcular a área transversal de armadura necessária para proporcionar ao betão confinado a resistência desejada. Para estes pilares, foi dimensionado um encamisamento que proporciona ao betão uma resistência à compressão de aproximadamente 26 MPa.

Verificou-se que é possível conferir ao betão esta resistência utilizando tiras de aço com uma largura de 4 cm e uma espessura de 4 mm, espaçadas a 12.5 cm.

$$V_{aço} = l * e * Perímetro = 0.04 * 0.004 * (2 * 0.55 + 2 * 0.25) = 2.56 * 10^{-4} m^2$$

$$V_{betão} = A_{betão} * s = 0.55 * 0.25 * 0.125 = 1.72 * 10^{-2} m^2$$

$$\omega_{wc} = \frac{2.56 * 10^{-4}}{1.72 * 10^{-2}} * \frac{460}{14.33} = 0.48$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{0.125}{2 * 0.25}\right)^2 = 0.56$$

$$\alpha_n = \left(1 - \frac{8}{3} * \frac{1}{4}\right) = 0.33$$

$$\sigma_2 = \frac{1}{2} * 0.48 * 0.56 * 0.33 * 21.5 = 0.96 MPa$$

Como $\sigma_2 < 0.05 f_{ck} = 1.075 \text{ MPa}$,

$$f_{ck,c} = 21.5 * \left(1.000 + 5.0 * \frac{0.96}{21.5} \right) = 26.3 \text{ MPa}$$

Semelhante aos dimensionamentos exemplificados para outras técnicas de reforço de pilares, a verificação da segurança à flexão desviada foi realizada com um software que permite definir a secção transversal do elemento e calcular a resistência à flexão desviada dos pilares para uma lista de esforços. De acordo como Bulletin 103 da FIB, as cantoneiras colocadas nos cantos dos pilares não devem ter dimensões inferiores a 50x50x5 mm. Neste dimensionamento as cantoneiras escolhidas têm dimensões de 50x50x5, com uma área de secção transversal de 4.80 cm².

Quadro 20 – Resultados obtidos para as combinações condicionantes nos pilares F3

N_{Ed} (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	M_{Ed} (kNm)	M_{Rd} (kNm)
2440.19	-108.02	-108.09	152.81	171.51
3490.09	6.63	-43.19	43.70	51.10
2404.69	-102.17	-99.89	142.89	175.14

Por fim, é necessário dimensionar o comprimento da solda necessário para amarrar cada chapa transversal. O comprimento dos cordões de soldadura necessário na ligação das chapas transversais às cantoneiras podem ser calculados de acordo com o método simplificado para o cálculo da resistência de um cordão de ângulo do EC3-1-8 [27].

Para um aço S 460 N/NL, o fator de correlação β_w para soldaduras de ângulo é 1.0 e a tensão última é 540 MPa.

$$F_{w,Ed} = A * f_{yd} = 0.04 * 0.004 * 460 * 10^3 = 73.6 \text{ kN}$$

$$a \leq 0.7 * \min(e_{cantoneira}; e_{chapa}) = 0.7 * 4 = 2.8 \text{ mm}$$

$$F_{w,Rd} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w * \gamma_{M2}} * a$$

$$F_{w,Ed} = \frac{F_{solda}}{l_{eff}}$$

$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd}$$

$$\frac{73.6}{l_{eff}} \leq \frac{540 * 10^3 / \sqrt{3}}{1.0 * 1.25} * 0.0028$$

$$l_{eff} = 0.1054 \text{ m} = 10.54 \text{ cm}$$

$$L = l_{eff} + 2 * a = 10.54 + 2 * 0.28 = 11.1 \text{ cm}$$

Assim, conclui-se que para garantir a fixação das chapas transversais, é necessário um comprimento de solda de 11.1 cm. A solução adotada é exibida nas Fig. 54 e Fig. 55.

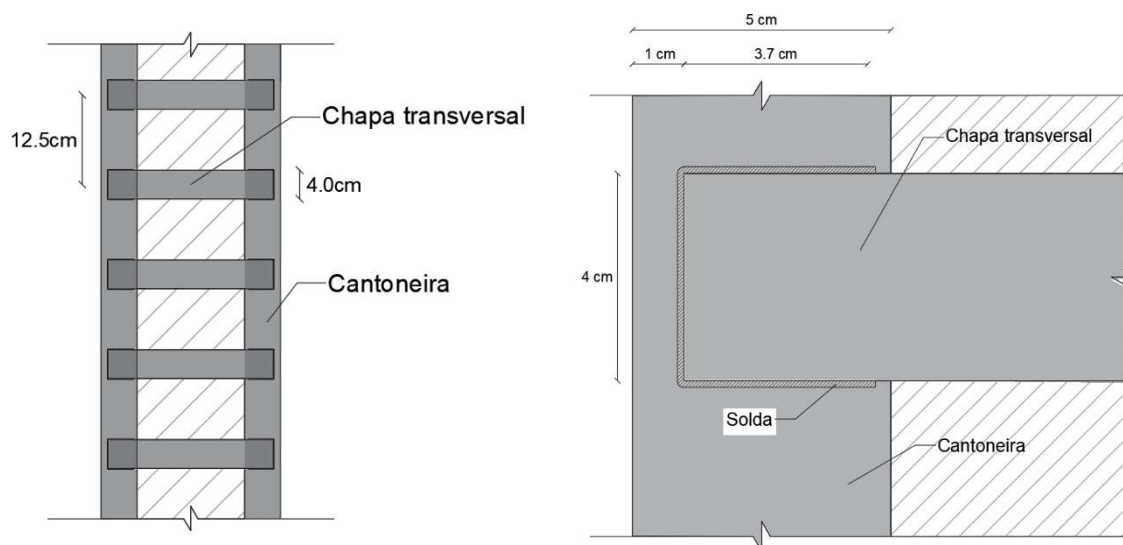


Fig. 54 – Pormenores *steel caging*

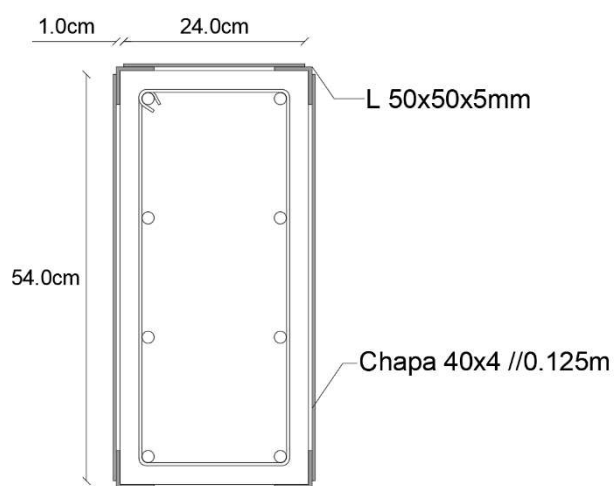


Fig. 55 – Secção transversal de um pilar P 25x55 reforçado com encamisamento por *steel caging*

4.3.2. VIGAS

Como exemplos de reforço de vigas com aço, são apresentados dois dimensionamentos distintos, ambos para vigas do tipo B 25x50, mas com diferentes necessidades de reforço. A técnica escolhida para reforçar estas vigas foi a colagem de chapas metálicas, utilizando aço S355.

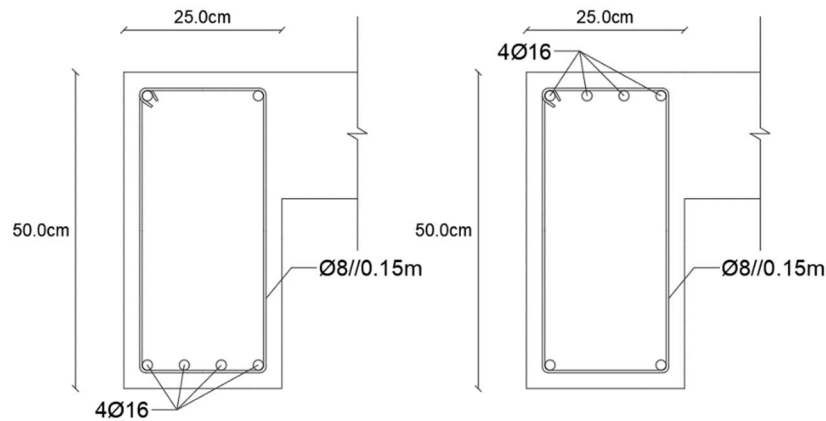


Fig. 56 – Secção transversal de uma viga B 25x50 no vão e no apoio

No estado pré-reforço, este tipo de viga apresenta uma capacidade de resistência à flexão de aproximadamente 149 kNm, tanto nos apoios como nos vãos, e uma resistência ao corte de 240.6 kN.

▪ Exemplo 1

Neste exemplo, é realizado o dimensionamento do reforço para as secções da viga que apresentam maior exigência. A identificação dessas secções é efetuada pela análise dos diagramas de esforços.

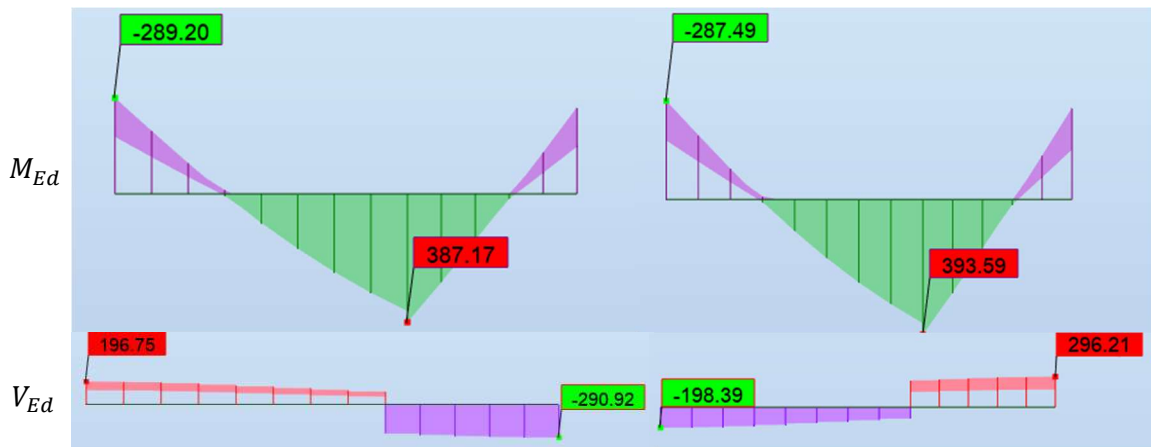


Fig. 57 – Diagramas da envolvente de momentos fletores e esforços transversos nas vigas V11_2 e V13_2

Para evitar a necessidade de uma armadura superior para reforçar a viga à flexão nas zonas dos apoios, avalia-se a possibilidade de redistribuir os esforços, de forma que o momento máximo no apoio não exceda a capacidade da viga sem reforço.

$$\delta = \frac{149.06}{289.22} = 0.515$$

Verificou-se que seria necessária uma redistribuição de quase 50% dos momentos fletores. Uma redistribuição dessa magnitude não cumpre os limites de fendilhação impostos pelo EC2. Portanto, não é possível evitar a utilização de chapas superiores nas zonas de apoio, onde o momento fletor é de aproximadamente 290 kNm.

A verificação da fendilhação é realizada para o estado limite de serviço. Para a combinação quase-permanente, o momento máximo negativo no apoio é -187.15kNm.

$$A_{c,eff} = h_{c,eff} * b = 2 * (0.50 - 0.46) * 0.25 = 0.02m^2$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{8.04 * 10^{-4}}{0.02} = 0.0402$$

$$\sigma_s = \frac{187.15}{8.04 * 10^{-4} * 0.9 * 0.46} = 562255 \text{ kPa} = 562.3 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{562.3 - 0.4 * \frac{2.32}{0.0402} * \left(1 + \frac{200}{30} * 0.0402\right)}{200 * 10^3} = 0.002665$$

$$s_{r,max} = 3.4 * 25 + \frac{0.8 * 0.5 * 0.425 * 16}{0.0402} = 152.7 \text{ mm}$$

$$w_k = 152.7 * 0.002665 = 0.407 \text{ mm} > 0.4 \text{ mm} \quad \text{Não verifica!}$$

No apoio:

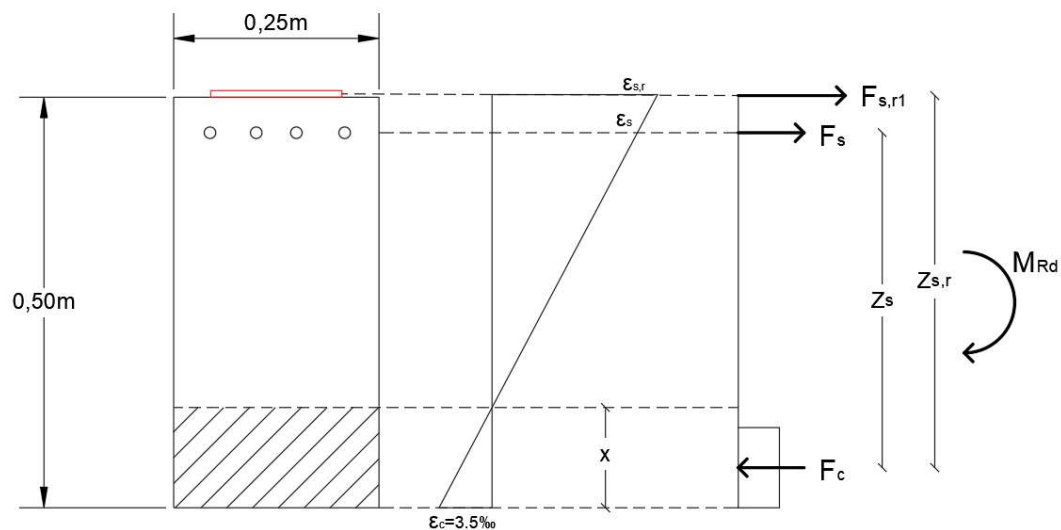


Fig. 58 – Equilíbrio interno de forças numa viga reforçada com colagem de chapas de aço superior

A área da secção transversal da chapa de aço necessária para verificar a segurança é calculada através do equilíbrio de forças internas na secção da viga, como ilustrado na Fig. 58. Daqui resulta que para um momento de 289.22kNm é necessária uma área de chapa de 11.3 cm². No entanto, a aplicação de uma chapa com esta área não cumpre os limites de ductilidade do EC2 em regiões com rótulas plásticas porque a razão entre a profundidade do eixo neutro no estado limite último após a redistribuição e a altura útil da secção excede 0.45.

$$d = \frac{11.6 * 50.4 + 8.04 * (50 - 2.5 - 0.8)}{11.6 + 8.04} = 48.9 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{x}{d} = \frac{0.262}{0.489} = 0.54 > 0.45$$

Uma solução para corrigir este problema seria adicionar uma chapa também na zona de compressão, ou seja na superfície inferior do elemento. Por isso, decidiu-se que a chapa utilizada para reforçar o elemento no vão seria prolongada até ao apoio, permitindo assim corrigir os problemas de ductilidade no apoio.

No vão:

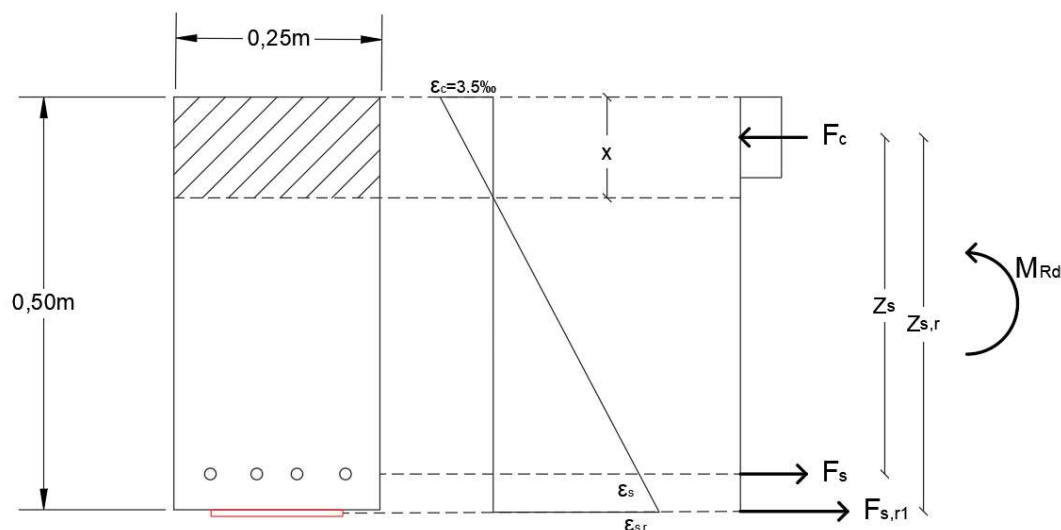


Fig. 59 – Equilíbrio interno de forças numa viga reforçada com colagem de chapas de aço superior

Para determinar a armadura necessária para o reforço inferior da viga no vão, é realizado o cálculo do equilíbrio de forças da secção transversal, considerando um momento atuante de 393,59 kNm, conforme ilustrado na Fig. 59. No entanto, verificou-se que o betão não possui resistência suficiente à compressão para suportar um momento tão elevado. Para aumentar a resistência à compressão na secção do elemento no vão, decidiu-se prolongar também o reforço superior dos apoios para o vão.

Dado que tanto o reforço superior como o inferior serão prolongados ao longo de todo o comprimento a secção da viga que necessita de reforço, foi realizado um novo dimensionamento, considerando a incorporação de uma chapa superior e uma chapa inferior em toda a extensão da viga. A nova solução deve ser capaz de suportar os momentos positivos no vão e os momentos negativos nos apoios, e é também calculada com base no equilíbrio interno das forças na secção transversal da viga. Para o reforço superior, foi definida a aplicação de uma chapa com 12 cm de largura e 6 mm de espessura. Para o reforço inferior, a solução encontrada foi uma chapa com 20 cm de largura e 8 mm de espessura.

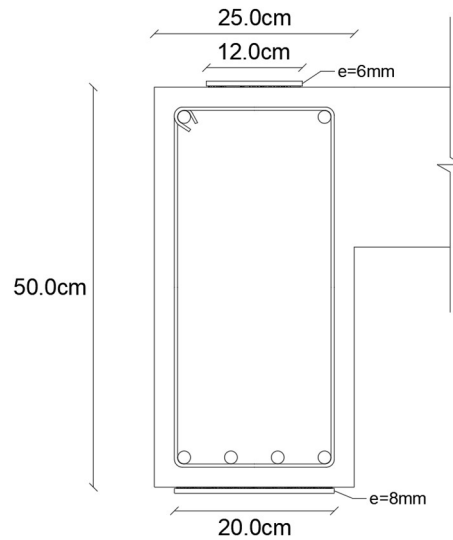


Fig. 60 – Solução de chapas para o reforço à flexão das vigas V11_2 e V13_2

Para garantir a fixação das chapas metálicas, é feita a verificação da segurança na área de interface entre o betão e a chapa. Sabendo a viga tem um comprimento de 6 metros:

$$\tau_{Rd} = \min \left\{ \frac{f_{ctk}}{1.5} = \frac{1.62}{1.5} = 1.08 MPa; 2 MPa \right\} = 1.08 MPa$$

Chapa superior:

$$F_b = \min \left\{ 2.25 * \frac{355 * 10^3}{1.15} * 0.010 * 0.006 = 41.67 kN, 18.4 kN \right\} = 18.4 kN$$

$$n \geq (A_{r,d} * f_{syd,r} - \gamma_{n,V} * \tau_{Rd} * b * L/2) / F_b$$

$$n \geq \frac{(0.120 * 0.006) * 355000 - 0.9 * 1080 * 0.120 * \frac{6}{2}}{18.4} = -5.13 m$$

Chapa inferior:

$$F_b = \min \left\{ 2.25 * \frac{355 * 10^3}{1.15} * 0.010 * 0.008 = 55.57 kN, 18.4 kN \right\} = 18.4 kN$$

$$n \geq \frac{(0.200 * 0.008) * 355000 - 0.9 * 1080 * 0.200 * \frac{6}{2}}{18.4} = -0.83 m$$

O resultado obtido indica que a colagem da chapa é suficiente para garantir a segurança ao corte da ligação. Apesar de, segundo os cálculos, não serem necessários, serão utilizados parafusos M10 espaçados a 30 cm por precaução.

Para dimensionar o reforço ao corte, é calculada a área de estribos externos necessária para, em conjunto com os estribos existentes, resistir ao esforço atuante no elemento.

$$V_{Rd,s} \geq V_{Ed}$$

$$296.21 = 240.6 + 0.9 * \left(\frac{A_{sw,r}}{s} \right) * 0.9 * 0.46 * 355 * 10^3 * 2$$

$$\left(\frac{A_{sw,r}}{s} \right) = 2.10 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Tendo em consideração as disposições construtivas relativas aos estribos especificadas pelo EC2, escolheu-se como solução chapas com uma largura de 4 cm e uma espessura de 2 mm, espaçadas a cada 30 cm, totalizando uma área de estribos externos de 2.67 cm²/m.

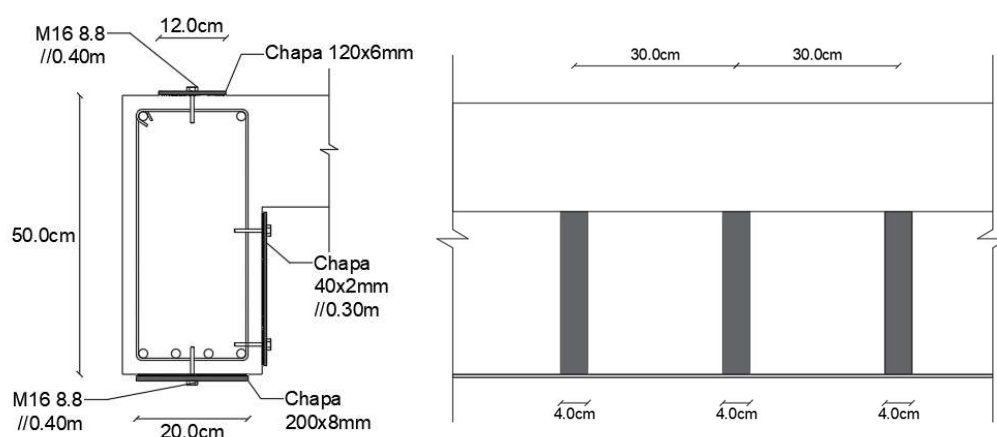


Fig. 61 – Reforço com chapas metálicas das vigas V11_2 e V13_2

▪ Exemplo 2

A análise dos diagramas de todas as vigas deste tipo revela a existência de outros tramos verificam a segurança ao corte, mas necessitam de reforço à flexão. Nesses tramos, os momentos fletores presentes são significativamente inferiores aos momentos considerados no dimensionamento da solução de reforço apresentada no primeiro exemplo. Portanto, é necessário dimensionar um reforço distinto para vigas cuja exigência à flexão seja substancialmente menor.

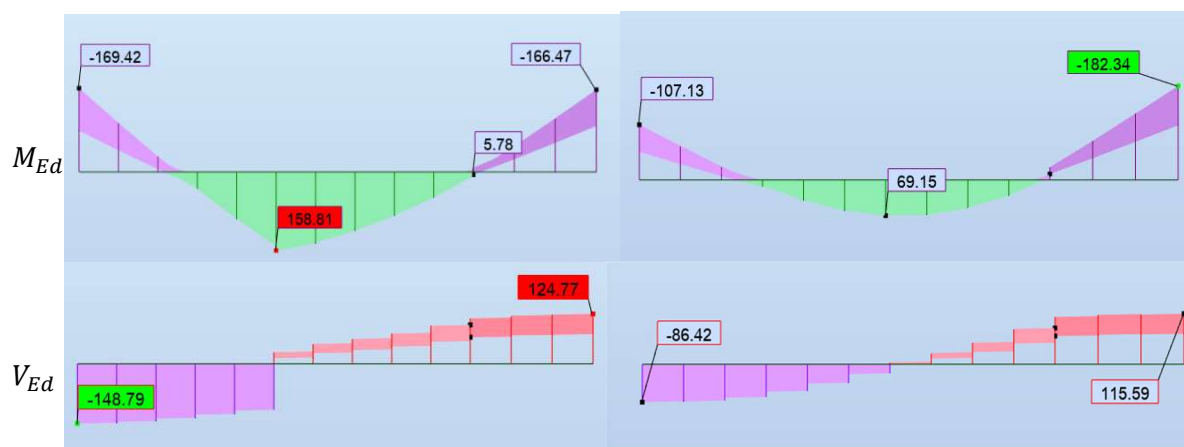


Fig. 62 – Diagramas da envolvente de momentos e de esforços transversos das vigas V39_0 e V39_2

As vigas condicionantes para este reforço foram as V39 do piso 0 e do piso 2. Como se pretende dimensionar uma única solução adequada para ambas as vigas, o dimensionamento deve ser realizado para a situação mais crítica. Seguindo o mesmo raciocínio do exemplo anterior, avalia-se a possibilidade de redistribuir os momentos, visando evitar a aplicação de reforço na superfície superior da viga.

No apoio, para $M_{Ed,red}^- = 149.06 \text{ kNm}$:

- Viga 1

$$\delta = \frac{149.06}{169.42} = 0.88$$

$$M_{Ed,red}^+ = \frac{(169.42 + 166.47)}{2} - 149.06 + 158.81 = 177.70 \text{ kNm}$$

- Viga 2

$$\delta = \frac{149.06}{182.34} = 0.82$$

$$M_{Ed,red}^+ = \frac{(182.34 - 149.06)}{2} + 69.15 = 85.79 \text{ kNm}$$

De seguida, realiza-se o cálculo do equilíbrio de forças internas da secção transversal para averiguar através da altura útil da secção e da profundidade do eixo neutro, se os requisitos para a execução da redistribuição são cumpridos.

$$\alpha = \frac{x}{d} = \frac{0.122}{0.46} = 0.265$$

$$\delta \geq 0.44 + 1.25 * 0.265 = 0.77 \text{ Verifica!}$$

Assim, ambas as redistribuições cumprem os requisitos do EC2 e conclui-se que deve ser dimensionado um reforço para o vão, capaz de resistir a 177.70 kNm.

Pelo equilíbrio de forças internas da secção transversal ilustrado na Fig. 59, conclui-se que é verificada a segurança para um reforço com uma chapa metálica de 55mm de largura e uma espessura de 4mm. Esta solução proporciona um momento fletor máximo resistente de 179.79 kNm.

Uma vez dimensionada a chapa de reforço, é necessário fazer a verificação ao corte da área de interface. Como primeira iteração, escolheu-se a utilização de parafusos M10 para um comprimento total de fixação de 2 metros, .

$$\tau_{Rd} = \min \left\{ \frac{f_{ctk}}{1.5} = \frac{1.62}{1.5}; 2MPa \right\} = 1.08 MPa$$

$$F_b = \min \left\{ 2.25 * \frac{355 * 10^3}{1.15} * 0.010 * 0.004 = 27.78 kN, 26 kN \right\} = 26 kN$$

$$n \geq (A_{r,d} * f_{syd,r} - \gamma_{n,v} * \tau_{Rd} * b * L/2) / F_b = \frac{(2.2 * 10^{-4} * 355 * 10^3 - 0.9 * 1080 * 0.055 * \frac{2}{2})}{26}$$

$$n \geq 0.94$$

Conclui-se que para garantir uma fixação adequada é necessário 1 parafuso M12 em cada extremidade da chapa.

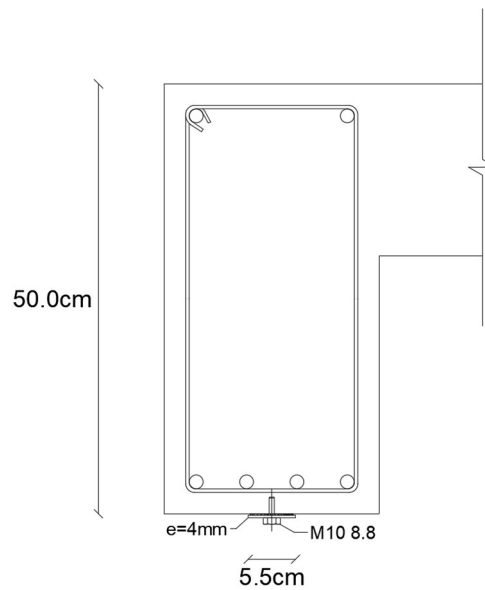


Fig. 63 – Secção transversal de uma viga B 25x50 reforçada com apenas uma chapa metálica

4.4. REFORÇO COM FRP

4.4.1. PILARES

Para ilustrar o processo de dimensionamento do reforço com FRP para pilares, foi também escolhido como exemplo o pilar P14, do tipo P 25x55. Estes pilares apresentam uma resistência sem reforço de 2591.3 kN a esforços axiais e de 80.2 kN e 111.8 kN ao corte, nas direcções x e y, respetivamente.

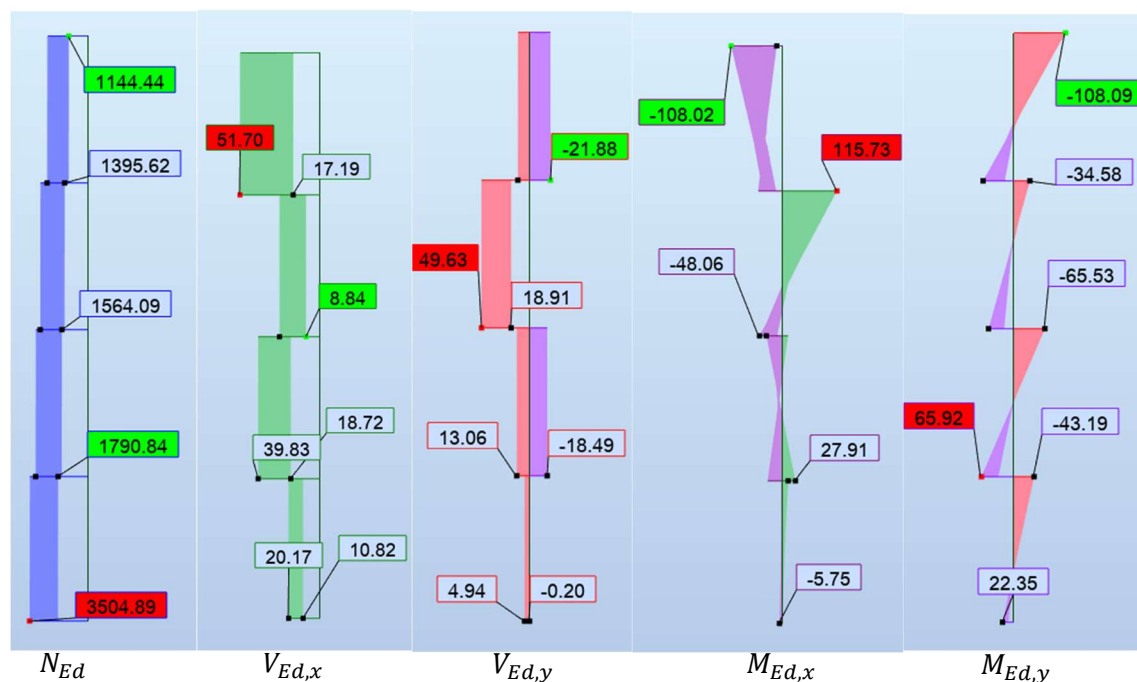


Fig. 64 – Diagramas de esforços do pilar P14

Da análise dos diagramas retira-se que estes pilares precisam de um aumento da sua resistência a esforços axiais e a momentos fletores. Como material para o encamisamento, escolheu-se uma manta com as seguintes propriedades:

- $E_f = 240 \text{ GPa}$;
- $f_{fk} = 4300 \text{ MPa}$;
- $e = 0.234 \text{ mm}$;
- $\varepsilon_f = 1.7\%$;
- $\varepsilon_{f, \text{limite}} = 0.4\%$.

Para a aplicação de um encamisamento com FRP, é essencial arredondar os cantos dos pilares. Neste dimensionamento foi adotado um raio de 2.5 cm.

No cálculo da resistência do betão confinado, utilizou-se o software "FRP Colonna" da S&P Reinforcement. Este software segue o método descrito no FIB Bulletin 14 para calcular as tensões e as deformações no elemento confinado [22].

Depois de várias iterações, conclui-se que para a solução de reforço seria necessário conferir ao pilar uma resistência de 35 MPa. Segundo os cálculos do software, para conferir ao betão esta resistência são necessárias 8 camadas da manta escolhida.

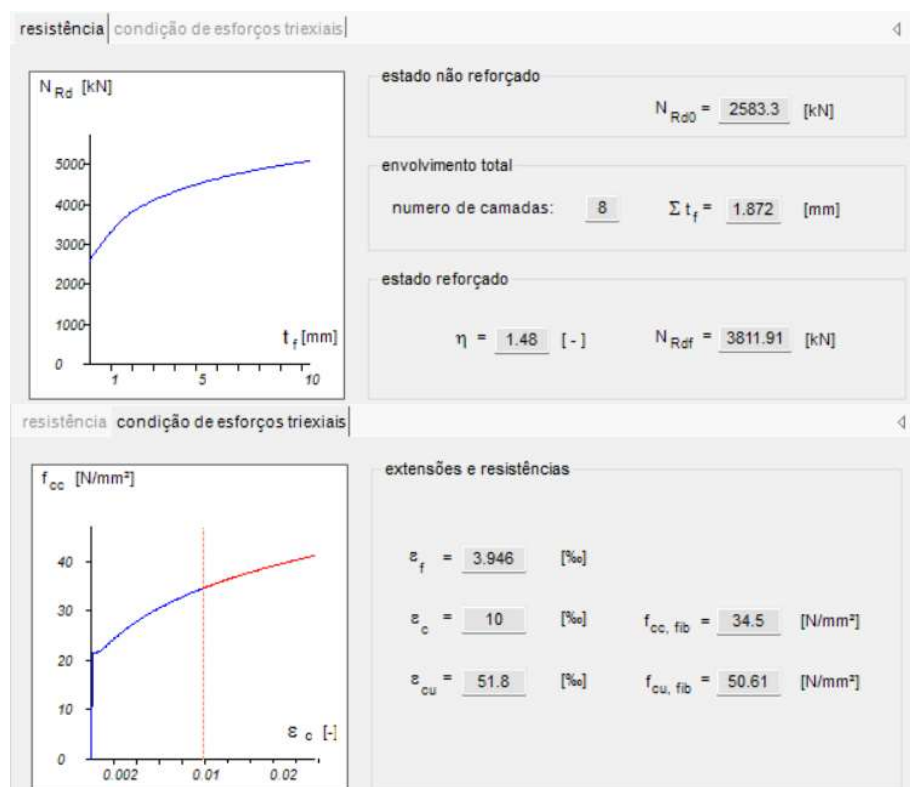


Fig. 65 – Resultados obtidos do S&P Colonna [22]

O pilar confinado ainda não possui resistência adequada para suportar a flexão desviada. Portanto, como um complemento ao confinamento, é aplicada a técnica NSM. Nesta técnica de reforço, são inseridos laminados em ranhuras no betão como armadura. Para dimensionar os laminados necessários para garantir a resistência adequada do pilar aos momentos exigidos, utilizou-se o software disponibilizado pela empresa, seguindo a mesma abordagem utilizada nos outros casos de reforço de pilares.

Os laminados escolhidos para a utilizar neste reforço apresentam as seguintes propriedades:

- $E_f = 205 \text{ GPa}$;
- $f_{fk} = 2800 \text{ MPa}$;
- $\varepsilon_{fk} = 1.35\%$;
- $\varepsilon_{f,limite} = k_\varepsilon * \varepsilon_{fk} / \gamma_f = 0.8 * 1.35 / 1.2 = 0.9\%$

Para estes laminados, a solução encontrada envolve a abertura de 5 ranhuras no betão em cada face do pilar com 25 cm de largura. Em cada ranhura, devem ser colocados 2 laminados com 20 mm de largura e 1.4 mm de espessura, resultando numa área de secção transversal do FRP de 0.56 cm² por ranhura.

Quadro 21 – Resultados obtidos para as combinações condicionantes no pilar D7

N_{Ed} (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	M_{Ed} (kNm)	M_{Rd} (kNm)
2440.19	-108.02	-108.10	152.82	161.68
2404.69	-102.17	-99.90	142.89	164.40
2404.61	-102.14	-99.88	142.86	164.40
2401.19	-97.72	-99.37	139.37	162.81
3145.76	2.59	65.92	65.97	78.23

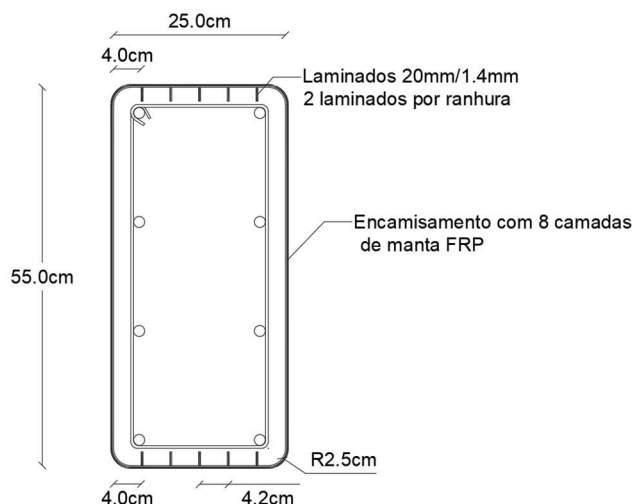


Fig. 66 – Secção transversal do pilar P14 reforçado com encamisamento e laminados

4.4.2. VIGAS

No dimensionamento do reforço com FRP para vigas, verificou-se que em alguns casos a relação o momento imposto na secção reforçada e o momento resistente na secção original, $\eta_{M,EC}$, é superior a 2, não sendo admissível o reforço utilizando a técnica EBR. Nesses casos, tentou-se realizar o reforço segundo a técnica NSM, na qual a relação $\eta_{M,EC}$ não é condicionante. No entanto, verificou-se que as vigas ou não tinham largura suficiente para a aplicação do número de laminados suficientes, ou, quando era possível, o betão do elemento não tinha capacidade suficiente para resistir aos esforços. Por esse motivo, para algumas das vigas não foi dimensionado reforço com FRP.

▪ Exemplo 1

Para apresentar um dimensionamento de um reforço de uma viga com FRP escolheram-se as vigas B 131x51. No seu estado atual, este tipo de viga apresenta uma capacidade de resistência à flexão de 830.07 kNm quer no apoio quer no vão, e uma resistência ao corte de 2320.9 kN.

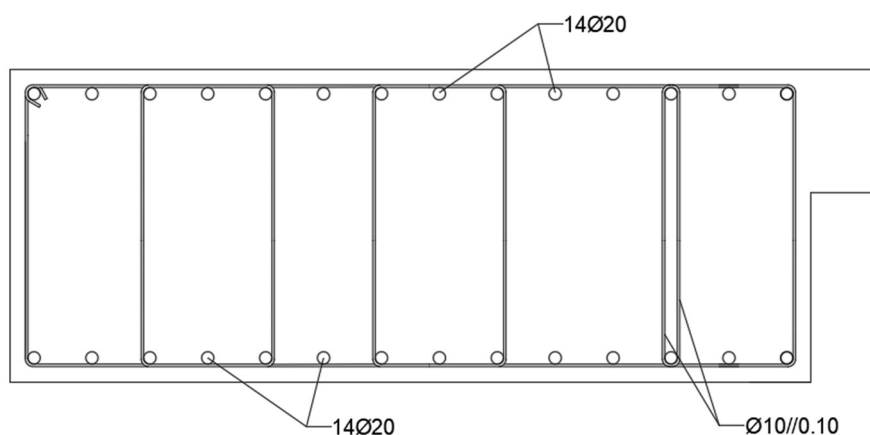


Fig. 67 – Secção transversal de uma viga B 131x51

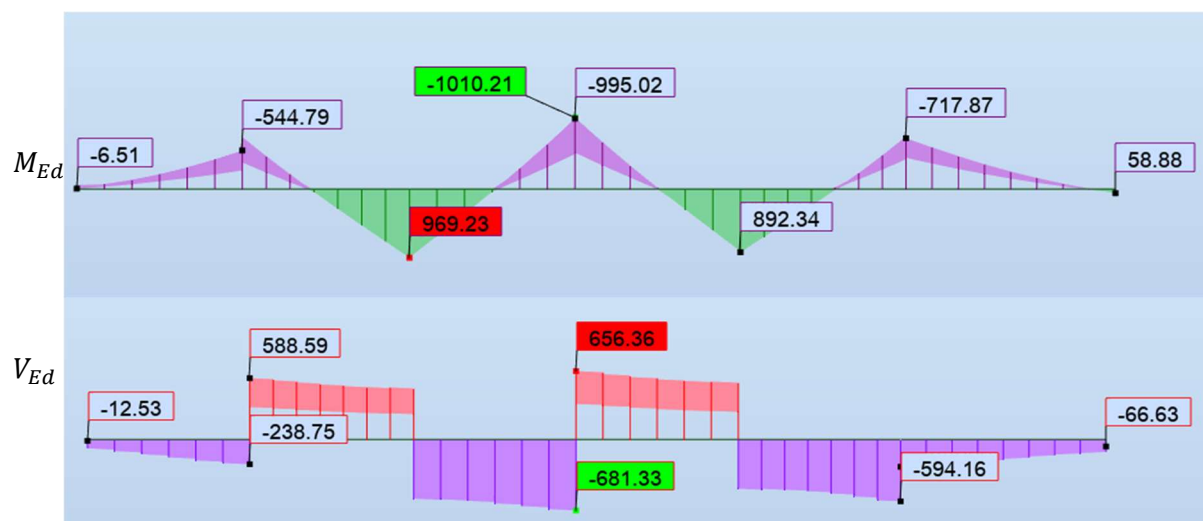


Fig. 68 – Diagramas da envolvente de momentos fletores e esforços transversos das vigas do tipo B 131x51

Da análise dos diagramas verifica-se que esta viga apenas precisa de reforço à flexão. Tal como para as outras técnicas de reforço para vigas apresentadas, é feita uma redistribuição de esforços para evitar a aplicação de reforço superior no apoio.

$$\delta = \frac{830.07}{1010.21} = 0.833$$

$$M_{Ed,red}^+ = \frac{(1010.21 - 830.07)}{2} + 969.23 = 1059.03 \text{ kNm}$$

Para determinar a técnica a utilizar, verifica-se se a capacidade de flexão do elemento reforçado não excede o dobro da capacidade de flexão do elemento não reforçado. A partir dessa verificação, concluiu-se que é admissível a colagem exterior do FRP.

$$\eta_M = \frac{1059.03}{830.07} = 1.28 < 2$$

Também foi avaliado o coeficiente de segurança mínima em caso de perda do efeito do FRP.

$$\gamma_{Me} = \frac{830.07}{679.93} = 1.22 > 1$$

Antes de calcular a área da secção transversal FRP necessária para verificar a segurança à flexão, é necessário definir o material a utilizar. Para este exemplo, optou-se pela aplicação de uma manta com as seguintes propriedades:

- $E_f = 260 \text{ GPa}$;
- $f_{fk} = 5100 \text{ MPa}$;
- $e = 0.333 \text{ mm}$;
- $\varepsilon_f = 1.9\%$;
- $\varepsilon_{f,limite} = \frac{1.9}{1.2} = 1.58\%$

Uma vez que o material será usado para EBR, o valor da deformação máxima de cálculo utilizado no dimensionamento do reforço à flexão será de 0.75%.

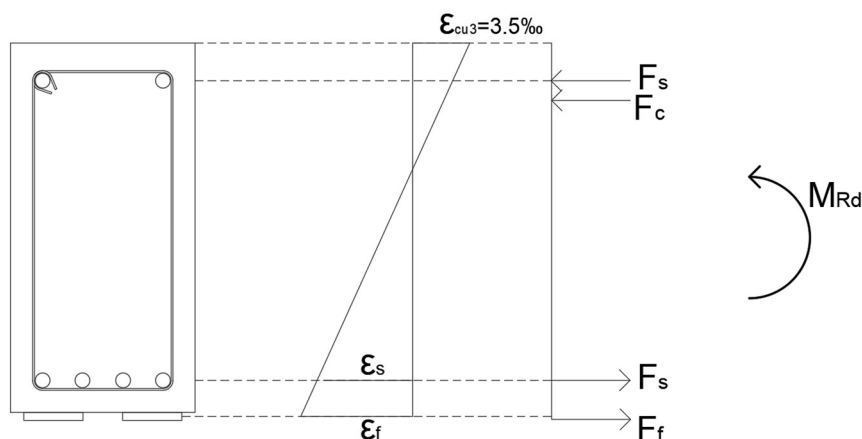


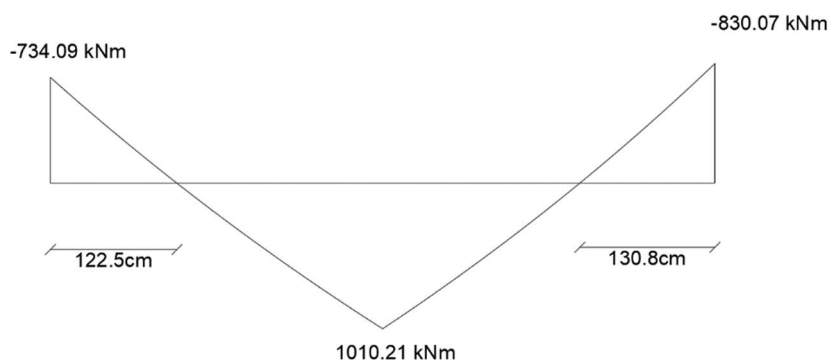
Fig. 69 – Equilíbrio interno de forças numa viga reforçada com FRP

A área da secção transversal de FRP necessária para garantir a segurança é calculada através do equilíbrio das forças internas na secção da viga, conforme ilustrado na Fig. 69.

Para resistir a um momento de 1059.03 kNm, é necessária uma área de secção transversal de 3.92 cm² da manta de FRP escolhida. Com uma espessura de 0.333 mm, a manta requer uma largura de aproximadamente 120 cm. Considerando que a viga possui uma largura de 131 cm, é possível aplicar toda a área de FRP necessária sem sobrepor as camadas.

Dos ensaios in situ realizados ao betão do edifício existente obteve-se que a resistência à tração da superfície de betão é de 1.5 MPa e que a resistência média do betão à compressão é de 29.5 MPa. Estes valores são necessários para verificar a amarração da extremidade do FRP.

Uma vez que a verificação da amarração é realizada na extremidade onde o diagrama da envolvente de momentos é zero, a força de tração no FRP nesse ponto também será zero. Portanto, não é necessário calcular a força de amarração máxima, $F_{bd,max}$.


Fig. 70 – Medição do comprimento x_E no diagrama da envolvente de momentos redistribuídos

Nesta viga, o ponto onde o diagrama da envolvente dos momentos fletores é zero está aproximadamente a 120 cm do eixo do apoio mais condicionante, e a viga é suportada por um pilar com 55 cm de largura. Para um apoio intermédio e para um reforço inferior:

$$l_{b,max} = 1.46 * \sqrt{\frac{265 * 10^3 * 1 * 0.333}{\sqrt{29.5 * 1.5}}} = 16.8 \text{ cm}$$

$$a_L = 0.5 * 0.9 * 0.47 * (2 - 0) = 0.423 \text{ m} = 42.3 \text{ cm}$$

$$f = 120 - 55/2 - 42.3 - 16.8 = 33.4 \text{ cm}$$

Uma vez que $f > 0$, conclui-se que o comprimento de amarração é suficiente. Embora tenha sido calculada uma distância de 33.4 cm, o FRP será prolongado até ao apoio e será adicionada uma cintagem mínima para a extremidade do FRP, como recomendado.

A análise dos diagramas revela que o esforço transversal atuante na viga é de aproximadamente 682 kN.

Como visto, os estribos existentes no elemento pré-reforço proporcionam uma resistência de 2320 kN, sendo assim suficientes para resistir aos esforços transversos atuantes na viga. No entanto, a resistência máxima da viga é limitada pela resistência à compressão das bielas comprimidas.

$$V_{Rd,max} = 1 * 1310 * 0.9 * 480 * \left[0.6 * \left(1 - \frac{21.5}{250} \right) \right] * \frac{21.5}{1.5} / \left(2 + \frac{1}{2} \right) = 1779.3 \text{ kN}$$

Embora a viga tenha resistência suficiente, se o betão por si só não garantir a segurança ao corte será necessário adicionar estribos mínimos. Utilizando a mesma inclinação das bielas comprimidas usada no cálculo da resistência dos estribos, $\cot \theta = 2$, calcula-se a resistência ao esforço transversal pelo betão, $V_{Rd,c}$, de acordo com o EC2.

$$d_m = \frac{0.48 + 0.51}{2} = 0.495 \text{ m}$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d_m} = 1 + \sqrt{200/495} = 1.64$$

$$\rho_1 = \frac{43.96 + 3.92}{131 * 48} = 0.00762$$

$$V_{Rd,c} = \left[\frac{0.18}{1.5} * 1.64 * (100 * 0.00762 * 21.5)^{\frac{1}{3}} + 0 \right] * 1.31 * 0.495 = 324115 \text{ N} = 324.1 \text{ kN}$$

Como $V_{Rd,c} < 681.3 \text{ kN}$, é necessário adicionar estribos mínimos. A resistência mínima exigida para os estribos de reforço é determinada por:

$$\Delta V_{w,min} = \frac{\eta_M - 1}{\eta_M} * V_{Edf} = \frac{1.28 - 1}{1.28} * 681.33 = 149.0 \text{ kN}$$

Tendo em conta que o espaçamento máximo dos estribos externos é de 25.5cm, a solução adotada para estribos externos foi de uma única camada da mesma manta utilizada no reforço à flexão com 150mm de largura espaçados a 25cm.

$$\sigma_{wd} = \varepsilon_{limite} * \frac{E_{fk}}{\gamma_E} = 0.002 * \frac{265000}{1.2} = 441.7 \text{ MPa}$$

$$A_w = 2 * n_w * t_w * b_w = 2 * 1 * 0.333 * 150 = 100 \text{ mm}^2 = 1.0 \text{ cm}^2$$

$$\Delta V_{wd} = \frac{A_{wf}}{s_w} * z_f * \sigma_{wd} * \sin \alpha * (\cot \theta + \cot \alpha) = \frac{100}{250} * 510 * 441.67 * 1 * (2 + 0) = 180201 \text{ N} \\ = 180.2 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,f} = V_{Rd,s} + \Delta V_{wd} = 2320.931 + 180.2 = 2501.1 \text{ kN}$$

Apesar de a resistência conjunta dos estribos existentes e os estribos novos totalizar 2501 kN, a resistência continua a ser limitada pelo valor máximo de compressão nas bielas comprimidas.

$$V_{Rdf} \leq V_{Rd,max} = 1179.3 \text{ kN}$$

Neste caso, não é obrigatório amarrar os estribos na zona de compressão, pois não são essenciais para conferir à viga resistência suficiente ao corte perante os esforços atuantes. No entanto, é necessário verificar a capacidade de amarração, garantindo que a força de tração nos estribos não ultrapassa a força de amarração disponível.

Para determinar a força de tração na amarração dos estribos externos, é necessário calcular a deformação efetiva do FRP. Como a resistência da viga é limitada pela resistência máxima das bielas comprimidas, a extensão do FRP não será superior à extensão associada a essa força.

$$\varepsilon_{f,eff} = \frac{1179.3 * 10^3}{\left(\frac{8 * 79}{100} * 200000 * 0.9 * 480\right) + \left(\frac{100}{250} * \frac{265000}{1.2} * 0.9 * 510\right)} = 0.0020 = 0.20\%$$

Daqui resulta uma extensão de 0.20%. Sabida a extensão do FRP, é então possível calcular a força de tração em cada estribo:

$$\Delta V_{wd,eff} = \frac{A_w}{s_w} * E_f * z_f * \varepsilon_{f,eff} = \frac{100}{250} * \frac{265000}{1.2} * 510 * 0.002 = 90.1 \text{ kN}$$

$$f_{wd} = 0.5 * \frac{\Delta V_{wd,eff}}{z} = 0.5 * \frac{90.1}{0.9 * 0.51} = 98.1 \text{ kN}$$

$$F_{wd} = f_{wd} * s_f = 98.1 * 0.25 = 24.53 \text{ kN / estribo}$$

Daqui resulta que a força da ligação não pode ser menor que 22.1kN, uma vez que é essa a força de tração a ser amarrada em cada face.

$$F_{bd,max} = \frac{0.225 * 1 * 150 * \sqrt{265000/1.2 * 1 * 0.333 * \sqrt{29.5 * 1.5}}}{1.5} = 15.7 \text{ kN} < 24.53 \text{ kN}$$

Como solução, para a amarração destes estribos vão ser usados sistemas de amarração mecânica. O sistema escolhido deve proporcionar uma resistência de, pelo menos, 7 kN.

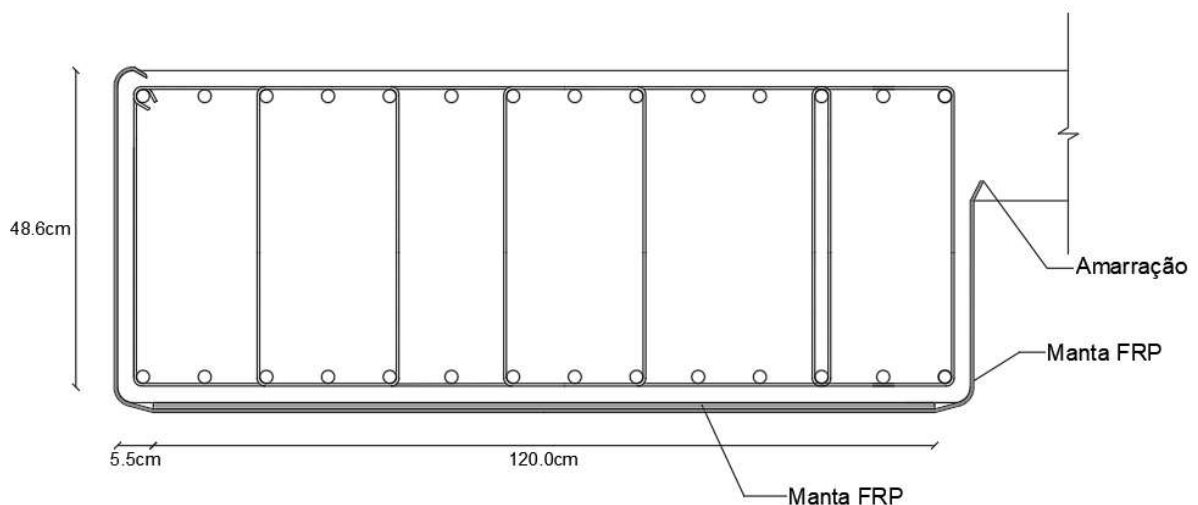


Fig. 71 – Secção transversal de uma viga B 131x51 reforçada uma manta FRP

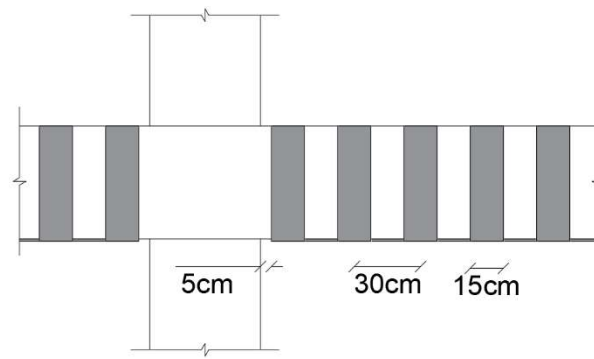


Fig. 72 – Vista lateral de uma viga B 131x51 reforçada com uma manta FRP

▪ Exemplo 2

Como segundo exemplo para o dimensionamento de reforço de viga com FRP, foi escolhida uma viga do tipo B 30x50, com uma exigência de esforços moderada em comparação com algumas vigas desse mesmo tipo.

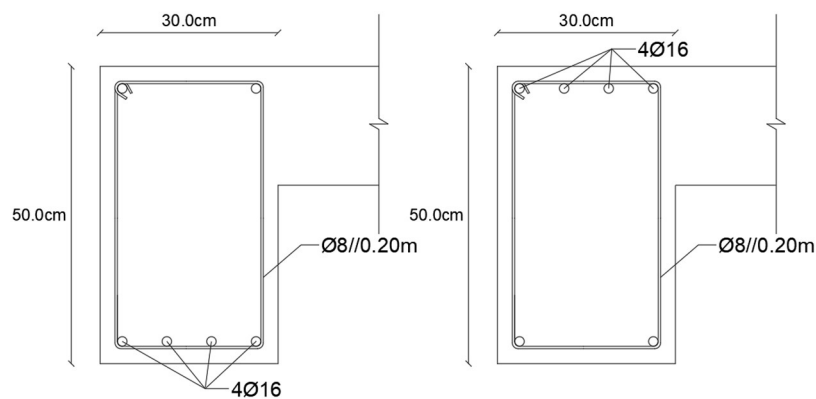


Fig. 73 – Secção transversal de uma viga B 30x50 no vão e no apoio

Sem reforço, estas vigas possuem uma resistência à flexão de 152 kNm, tanto para momentos positivos no vão quanto para momentos negativos no apoio. Em termos de resistência ao corte, a viga tem uma capacidade de 180 kN.

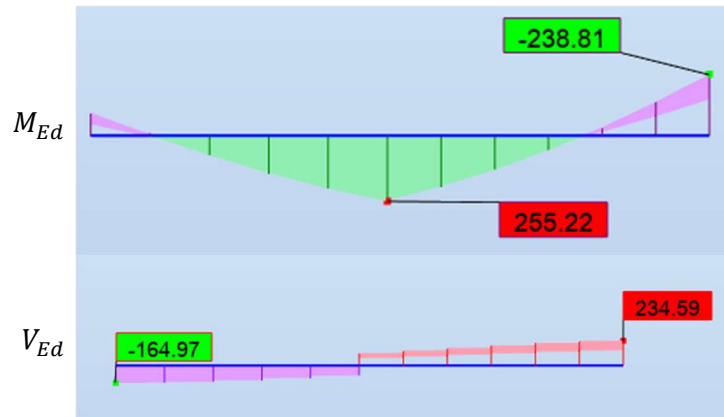


Fig. 74 – Diagramas de momentos fletores e de esforço transverso da viga V44_2

Da análise dos diagramas verifica-se que esta viga precisa de reforço à flexão e ao corte. Tal como para as outras técnicas de reforço para vigas apresentadas, é feita uma redistribuição de esforços para evitar a aplicação de reforço superior no apoio.

$$\delta = \frac{151.90}{238.81} = 0.64$$

Tal como nas vigas do exemplo 1 de reforço com betão armado em vigas, é necessário realizar uma verificação explícita da capacidade de rotação da viga porque a redistribuição de momentos é superior a 30%. Essa verificação, bem como a verificação da deformação e da fendilhação da viga para o estado limite de serviço foram feitas e revelaram que a redistribuição é admissível.

$$M_{Ed,red}^+ = \frac{(238.81 - 151.90)}{2} + 255.22 = 298.68 \text{ kNm}$$

Uma vez determinado o momento para o qual é dimensionado o reforço, verificou-se se a capacidade de flexão do elemento reforçado não excede o dobro da capacidade de flexão do elemento não reforçado. Da verificação conclui-se que é admissível a colagem exterior do FRP, no entanto optou-se por dimensionar laminados inseridos no betão.

$$\eta_M = \frac{298.69}{151.90} = 1.97 < 2$$

Verificou-se também o coeficiente de segurança mínima em caso de perda do efeito do FRP.

$$\gamma_{Me} = \frac{151.90}{183.42} = 0.82 < 1$$

O coeficiente de segurança do elemento estrutural sem o reforço com FRP é inferior a 1, indicando que a falha do FRP resultaria no colapso do elemento. Portanto, a aplicação de reforço com FRP nesta situação deve ser cuidadosamente avaliada.

Para este exemplo de reforço, escolheu-se como material um laminado com as seguintes características:

- $E_f = 170 \text{ GPa}$;
- $f_{fk} = 2800 \text{ MPa}$;
- $\varepsilon_f = 1.6\%$;
- $\varepsilon_{f,limite} = \frac{1.6}{1.2} = 1.33\%$

Uma vez que o material será aplicado por EBR, o valor da deformação máxima de cálculo utilizado no dimensionamento do reforço à flexão será de 0.75%.

O processo de dimensionamento de reforço à flexão por colagem exterior de laminados é semelhante ao dimensionamento da colagem de uma manta. A principal diferença é que é necessário verificar os tamanhos disponíveis no mercado.

Para resistir a um momento de 299 kNm, é necessária uma área de secção transversal de 5.76 cm² do laminado de FRP escolhido. Considerando que a viga possui uma largura de 30 cm, a solução adotada foi a aplicação de 2 faixas de laminados com 120 mm de largura e 1.2 de espessura, com duas camadas cada, totalizando uma espessura de 2.4 mm.

Neste caso, para a verificação num apoio intermédio também não é necessário calcular a força de amarração máxima, pois a verificação da amarração é realizada na extremidade onde o diagrama de momentos é zero. Assim, a força de tração no FRP nesse ponto será igualmente zero.

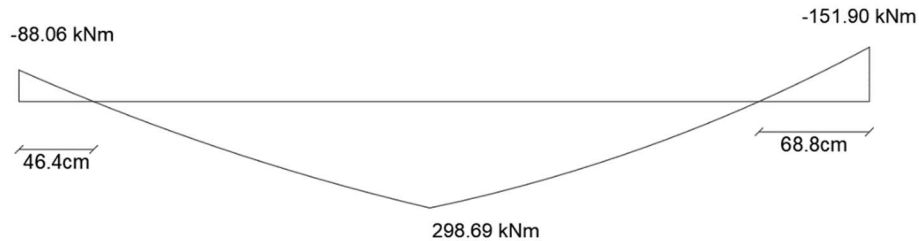


Fig. 75 – Medição do comprimento x_E para uma viga B 30x50

Nesta viga, na extremidade mais condicionante, o ponto onde o diagrama dos momentos fletores é zero está localizado a cerca de 46 cm do eixo do apoio, e a viga é suportada por um pilar com 30 cm de largura. Para um apoio intermédio e um reforço inferior:

$$l_{b,max} = 1.46 * \sqrt{\frac{170 * 10^3 * 2 * 1.2}{\sqrt{29.5 * 1.5}}} = 361.58mm = 36.16 \text{ cm}$$

$$a_L = 0.5 * 0.9 * 0.46 * (2 - 0) = 0.414 \text{ m} = 41.4 \text{ cm}$$

$$f = 46 - \frac{30}{2} - 41.4 - 36.16 = -41.6 \text{ cm}$$

Uma vez que por este método $f < 0$, é feita uma nova avaliação pelo método usado para apoios extremos. Assim, para $f=0$:

$$x_E = a_i + f + l_{b,max} + a_L = \frac{30}{2} + 0 + 36.16 + 41.4 = 92.56$$

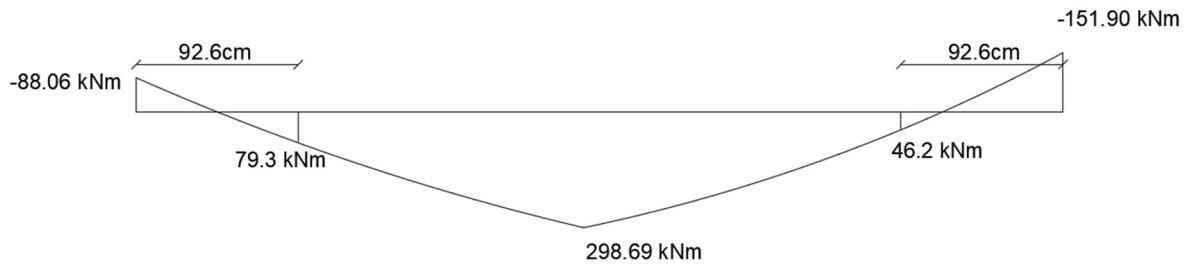


Fig. 76 – Medição dos momentos para um comprimento x_E na viga B 30x50

Por este método, no ponto x_E para o apoio condicionante, o momento redistribuído é de aproximadamente 79.3 kNm. De uma análise do equilíbrio interno das forças para este ponto, determina-se que a força de tensão no FRP é de 72.2 kN. A força de amarração máxima é calculada por:

$$F_{bk,max} = 0.225 * 2 * 120 * \sqrt{170 * 10^3 * 2 * 1.2 * \sqrt{29.5 * 1.5}} = 88961.5 N = 89.0 kN$$

$$F_{bd,max} = \frac{F_{bk,max}}{\gamma_b} = \frac{88.96}{1.5} = 59.3 kN$$

Conclui-se que o comprimento de amarração da extremidade do FRP não é assegurada. Como solução, será utilizado um dispositivo de amarração mecânica. O dispositivo escolhido deverá conferir ao laminado uma resistência de amarração de 30 kN adicionais. No outro apoio, com um momento instalado de 46.2 kNm, é verificada a amarração utilizando apenas a força da colagem.

A análise dos diagramas revela que o esforço transversal atuante na viga é de aproximadamente 234.6 kN.

Como a viga sem reforço tem uma resistência ao corte de 180.1 kN, os estribos existentes no elemento não são suficientes para a viga resistir aos esforços transversos. Isto significa que é necessária a aplicação de estribos externos.

$$V_{Rd,s} < V_{Edf}$$

A resistência máxima da viga é limitada pela resistência à compressão das bielas comprimidas, e por isso essa resistência dever ser calculada:

$$V_{Rd,max} = 1 * 300 * 0.9 * 460 * \left[0.6 * \left(1 - \frac{21.5}{250} \right) \right] * \frac{21.5}{1.5} / \left(2 + \frac{1}{2} \right) = 390.5 kN$$

Os estribos devem ser dimensionados para a diferença entre o esforço atuante na viga e a resistência dos estribos existentes e não pode ser menor que $\Delta V_{wd,min}$.

$$\Delta V_{wd} = V_{Edf} - V_{Rd,s} = 234.6 - 180.1 = 50.5 kN$$

$$\Delta V_{wd,min} = \frac{\eta_M - 1}{\eta_M} * V_{Edf} = \frac{1.97 - 1}{1.97} * 234.6 = 115.5 kN$$

Uma vez que é necessário amarrar os estribos na zona de compressão, os estribos podem ser espaçados a 40 cm. A solução adotada para estribos externos foi de uma única camada da mesma manta utilizada no exemplo 1, com 200mm de largura espaçados a 40cm.

$$\sigma_{wd} = \varepsilon_{f,limite} * \frac{E_f}{\gamma_E} = 0.002 * \frac{265000}{1.2} = 441.7 MPa$$

$$A_w = 2 * n_w * t_w * b_w = 2 * 1 * 0.333 * 200 = 133 \text{ mm}^2 = 1.33 \text{ cm}^2$$

$$\Delta V_{wd} = \frac{133}{400} * 500 * 441.67 * 1 * (2 + 0) = 146855 \text{ N} = 146.9 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,f} = V_{Rd,s} + \Delta V_{wd} = 180.1 + 146.9 = 327 \text{ kN}$$

Assim, a resistência ao corte do elemento passa a ser 327 kN. Como a amarração dos estribos é feita na zona de compressão, não é necessário fazer a verificação da amarração dos estribos.

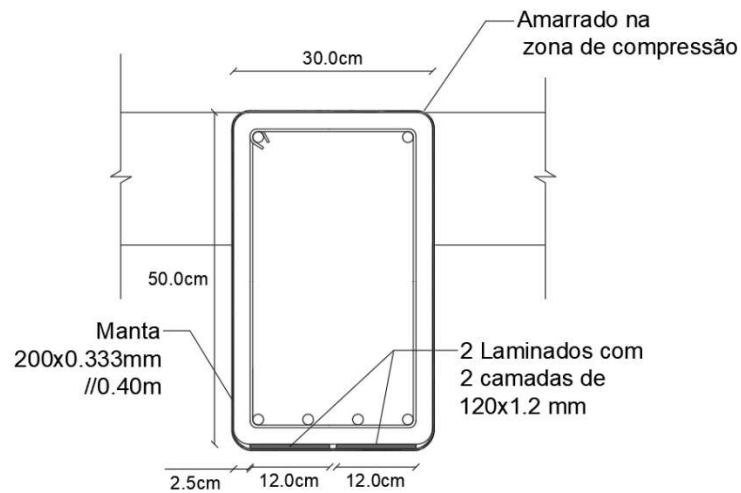


Fig. 77 – Secção transversal de uma viga B 30x50 reforçada com FRP

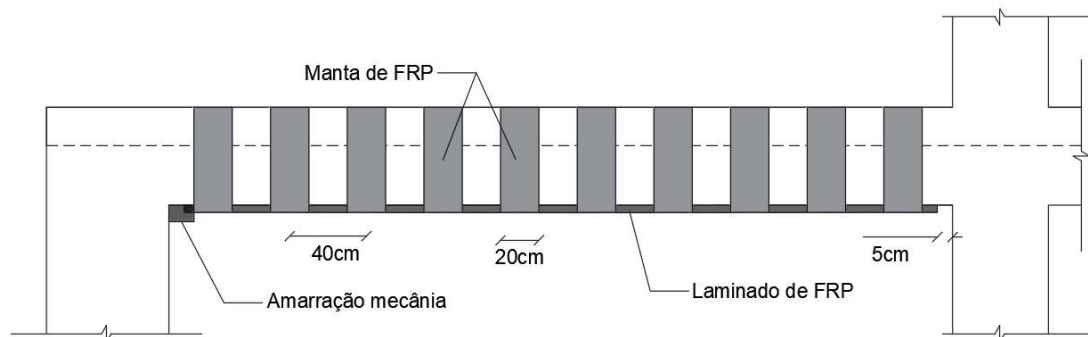


Fig. 78 – Vista lateral de uma viga B 30x50 reforçada uma manta FRP

5

RESULTADOS E ANÁLISE COMPARATIVA

Após realizar o dimensionamento para várias técnicas diferentes, neste capítulo são apresentadas algumas comparações das secções transversais reforçadas e as conclusões obtidas. Nestas comparações pretende-se abordar a capacidade de resistência dos elementos reforçados, a quantidade de material necessário, bem como outros fatores que devem ser tidos em conta na escolha da técnica.

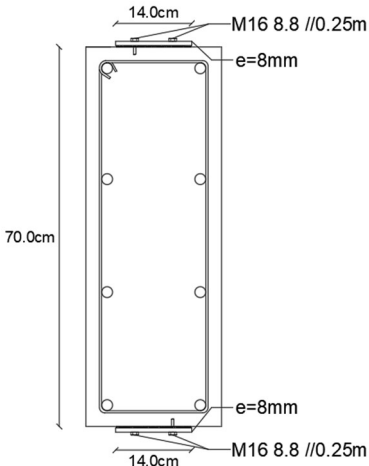
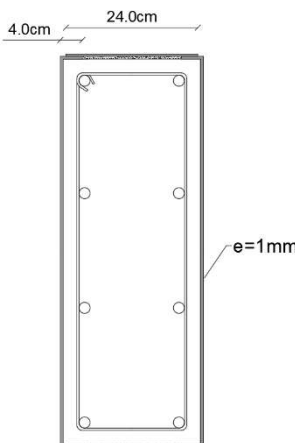
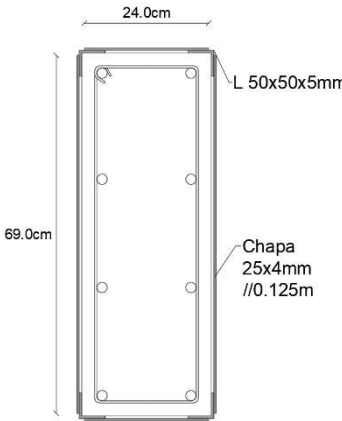
Em cada comparação, são apresentadas opções de reforço por diferentes técnicas. As opções de reforço apresentadas para as várias técnicas são o mínimo necessário para garantir a segurança.

5.1. COMPARAÇÃO DE REFORÇOS DE PILARES UTILIZANDO AÇO

No que toca a reforço de pilares com aço, foram utilizadas 3 técnicas diferentes: encamisamento por *steel caging*, encamisamento por colagem de chapas metálicas, ou simplesmente a colagem de chapas metálicas.

Como primeiro objeto de comparação entre as técnicas utilizadas para o reforço de pilares com aço, é apresentado um reforço para pilares do tipo P 20x70. Estes pilares, sem reforço, apresentam uma resistência a esforços axiais de 3469 kN e uma resistência ao corte de 145 kN. No entanto, nenhum dos pilares deste tipo necessita de reforço ao corte. O pilar está sujeito a flexão desviada e os esforços das combinações para as quais foi feito o dimensionamento são apresentados no Quadro 23.

Quadro 22 – Comparação de técnicas de reforço de pilares com aço

Colagem de chapas metálicas	Encamisamento por colagem de chapas metálicas	Encamisamento por <i>Steel Caging</i>
		
Resistência do elemento reforçado: $f_{ck} = 21.5 \text{ MPa}$ $N_{Rd} = 4278 \text{ kN}$ $V_{Rd,x} = 109.3 \text{ kN}$ $V_{Rd,y} = 144.7 \text{ kN}$	Resistência do elemento reforçado: $f_{ck,c} = 26.32 \text{ MPa}$ $N_{Rd} = 4744.1 \text{ kN}$ $V_{Rd,x} = 350.8 \text{ kN}$ $V_{Rd,y} = 903.8 \text{ kN}$	Resistência do elemento reforçado: $f_{ck,c} = 24.51 \text{ MPa}$ $N_{Rd} = 4629 \text{ kN}$ $V_{Rd,x} = 359.69 \text{ kN}$ $V_{Rd,y} = 896.2 \text{ kN}$
Neste tipo de técnica, deve ser utilizado um aço com uma tensão entre 240 e 450 MPa. Aço utilizado: S355	Neste tipo de técnica, deve ser utilizado um aço com uma tensão entre 240 e 450 MPa. Aço utilizado: S355	Neste tipo de técnica, deve ser utilizado um aço com uma tensão entre 360 e 510 MPa, soldável. Aço utilizado: S460 N/NL
Elementos de aço utilizados: - Chapa 140x8mm (Qtd:2) - Parafusos M16 8.8 // 0.25m (Qtd: 4)	Elementos de aço utilizados: - Chapa 780x1mm (Qtd: 2) - Chapa 230x1mm (Qtd: 2)	Elementos de aço utilizados: - L 50x50x5 mm (Qtd: 4) - Chapa 690x25x4 mm // 0.125m (Qtd: 2) - Chapa 240x25x4mm// 0.125m (Qtd: 2)
Volume de aço por metro: $2240 \text{ cm}^3/\text{m}$	Volume de aço por metro: $2022 \text{ cm}^3/\text{m}$	Volume de aço por metro: $3408 \text{ cm}^3/\text{m}$

O dimensionamento do encamisamento por *steel caging* foi feito utilizando as dimensões mínimas recomendadas tanto para as cantoneiras como para armaduras transversais [9]. Mesmo assim, a resistência à flexão desviada obtida para esta solução de reforço excede o momento atuante em todas as

combinações. O mesmo acontece para o encamisamento por colagem de chapas metálicas, onde foram utilizadas chapas com uma espessura de 1 mm.

Relativamente à quantidade de aço utilizado, o encamisamento por colagem de chapas metálicas é o que exige um volume de aço menor. As soluções de colagem de chapas e de encamisamento por *steel caging* gastam mais 10% e 69% de aço, respetivamente.

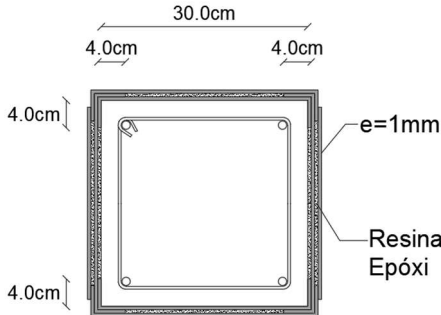
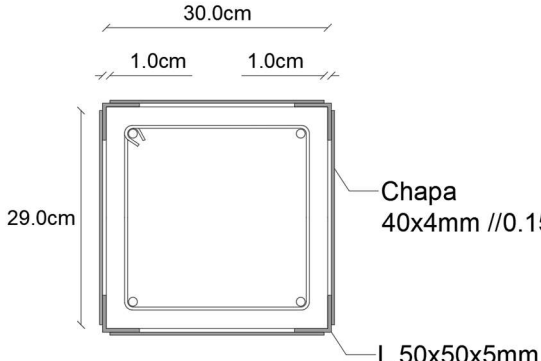
Quadro 23 – Resultados das comparações de reforço de pilares com aço

Esforços				Colagem de chapas	Enc. por colagem de chapas	Enc. por <i>Steel Caging</i>
N_{Ed} (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	M_{Ed} (kNm)	M_{Rd} (kNm)	M_{Rd} (kNm)	M_{Rd} (kNm)
3722.6	0.4	48.8	48.8	52.6	106.4	108.4
3670.6	2.2	-50.2	50.3	56.9	111.2	113.3
3397.8	-4.3	-65.6	65.8	79.4	135.3	138.1

Da análise do Quadro 23 verifica-se ainda que embora volume de aço utilizado no método de reforço por colagem de chapas e no encamisamento por colagem de chapas seja de apenas 10%, o encamisamento proporciona uma resistência a momentos de quase o dobro para as combinações condicionantes.

Com o objetivo de comparar apenas os dois tipos de encamisamento, é apresentado como segundo exemplo um pilar do tipo P 30x30. Este pilar, sem reforço, apresenta uma resistência a esforços axiais de 1456 kN e uma resistência ao corte de 57 kN. As combinações condicionantes de esforços da flexão desviada que atuam neste pilar estão apresentadas no Quadro 25. Relativamente ao esforço transversal, a exigência máxima atuante nestes pilares é de 62kN.

Quadro 24 – Comparação entre encamisamentos com aço

Colagem de chapas metálicas	<i>Steel Caging</i>
 30.0cm 4.0cm 4.0cm 4.0cm 4.0cm e=1mm Resina Epóxi	 30.0cm 1.0cm 1.0cm 29.0cm Chapa 40x4mm //0.1 L 50x50x5mm
Resistência do elemento reforçado:	Resistência do elemento reforçado:
$f_{ck,c} = 30.1$ MPa	$f_{ck,c} = 26.1$ MPa
$N_{Rd} = 2838.4$ kN	$N_{Rd} = 2669.0$ kN
$V_{Rd} = 657.3$ kN	$V_{Rd} = 472.5$ kN

Neste tipo de técnica, deve ser utilizado um aço com uma tensão entre 240 e 450 MPa. Aço utilizado: S355	Neste tipo de técnica, deve ser utilizado um aço com uma tensão entre 360 e 510 MPa, soldável. Aço utilizado: S460 N/NL
Elementos de aço utilizados: ▪ Chapa 380x1mm (Qtd: 6) ▪ Chapa 260x1mm (Qtd: 2) Volume de aço por metro: 2800 cm ³ /m	Elementos de aço utilizados: ▪ L 50x50x5 mm (Qtd: 4) ▪ Chapa 290x40x4 mm // 0.15m (Qtd: 4) Volume de aço por metro: 3157 cm ³ /m

No encamisamento por colagem de chapas metálicas são normalmente utilizadas chapas com 1 a 1.5mm. Para verificar a segurança para todas as combinações foi necessário aplicar uma espessura de 2 mm em cada face do pilar, proporcionando ao betão confinado uma resistência de 30.1 MPa.

No encamisamento por steel caging, foram utilizadas as cantoneiras com as dimensões mínimas aconselhadas. Devido à resistência proporcionada pelas cantoneiras também à compressão, para essa solução de reforço não foi necessário confinar o betão para uma resistência superior a 26 MPa.

Também para este exemplo, o volume de aço utilizado é maior no encamisamento por *steel caging*. No entanto, para avaliar qual a melhor opção é necessário ter em conta também os custos da mão de obra necessária para a aplicação de cada um dos encamisamentos.

Para a análise do comportamento das soluções à flexão desviada, no Quadro 25 são apresentadas duas combinações condicionantes, e ainda uma combinação que embora não seja condicionante permite avaliar a resistência a momentos de ambas as soluções quando o esforço axial não é tão elevado.

Quadro 25 – Resultados das comparações de encamisamentos com aço

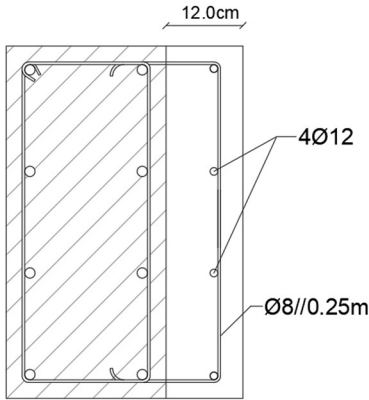
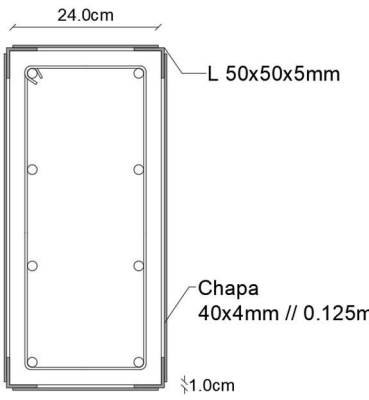
Esforços				Colagem de chapas	Steel Caging
N_{Ed}	M_x	M_y	M_{Ed}	M_{Rd}	M_{Rd}
2068.9	-42.4	-46.2	62.8	85.6	71.9
2054.0	-42.5	-46.4	63.0	87.0	73.3
1222.6	-28.3	-30.6	41.7	138.8	134.5

Da análise do Quadro 25 verifica-se que neste exemplo o encamisamento por colagem de chapas proporciona uma resistência a momentos um pouco maior. Assim,

5.2. COMPARAÇÃO DE REFORÇOS DE PILARES PARA MATERIAIS DIFERENTES

Para comparar técnicas de reforço de pilares utilizando diferentes materiais, foram escolhidos os pilares do tipo P 25x55. Este apresentam uma resistência a esforços axiais de 2591.3 kN e uma resistência ao corte de 80.2 kN na direção x e 111.8 kN na direção y.

Quadro 26 – Comparação de técnicas de reforço de pilares para vários materiais

Betão	Aço	FRP
		
Resistência do elemento reforçado: $f_{ck} = 21.5 \text{ MPa}$ $f_{ck,r} = 30 \text{ MPa}$ $N_{Rd} = 4693 \text{ kN}$ $V_{Rd,x} = 99.6 \text{ kN}$ $V_{Rd,y} = 158.3 \text{ kN}$	Resistência do elemento reforçado: $f_{ck,c} = 26.3 \text{ MPa}$ $N_{Rd} = 3824 \text{ kN}$ $V_{Rd,x} = 480.2 \text{ kN}$ $V_{Rd,y} = 1084.7 \text{ kN}$	Resistência do elemento reforçado: $f_{ck,c} = 34.5 \text{ MPa}$ $N_{Rd} = 4035 \text{ kN}$ $V_{Rd,x} = 1334.6 \text{ kN}$ $V_{Rd,y} = 3114.3 \text{ kN}$
O betão utilizado no encamisamento deve ter pelo menos mais 5 MPa de resistência que o betão existente. Betão utilizado: C30/37 Classe do aço utilizada: A500	Neste tipo de técnica, deve ser utilizado um aço com uma tensão entre 360 e 510 MPa, soldável. Aço utilizado: S460 N/NL	Neste reforço foi utilizada uma manta de FRP para o encamisamento e um laminado como armadura longitudinal. Propriedades da manta: ▪ $E_f = 240 \text{ GPa}$; ▪ $f_{fk} = 4300 \text{ MPa}$; ▪ $\varepsilon_f = 1.7\%$; ▪ $\varepsilon_{f,limite} = 0.4\%$. Propriedades do laminado: ▪ $E_f = 205 \text{ GPa}$; ▪ $f_{fk} = 2800 \text{ MPa}$; ▪ $\varepsilon_f = 1.35\%$; ▪ $\varepsilon_{f,limite} = \frac{1.35 \cdot 0.8}{1.2} = 0.91\%$

Elementos de aço utilizados:	Elementos de aço utilizados:	Elementos de FRP utilizados:
- Varões longitudinal: 4Ø12 - Estribos: Ø8//0.25m	- L 50x50x5 mm (Qtd: 4) - Chapa 540x40x4 mm // 0.125m (Qtd: 2) - Chapa 240x40x4 mm // 0.125m (Qtd: 2)	- Manta com 0.234mm de espessura - Laminado 20mm/1.4mm (Qtd: 20)
Volume de betão por metro: $0.066 \text{ m}^3/\text{m}$		
Volume de aço por metro: $612 \text{ cm}^3/\text{m}$	Volume de aço por metro: $3917 \text{ cm}^3/\text{m}$	Volume de manta por metro: $2995 \text{ cm}^3/\text{m}$
		Volume de laminados por metro: $560 \text{ cm}^3/\text{m}$

Para o reforço com betão, a resistência a esforços axiais é aumentada devido à resistência da nova camada de betão, enquanto que para as outras técnicas, o aumento da resistência é provocado pelo confinamento do betão existente. Em alguns casos, isto pode ser uma limitação.

No reforço com FRP foi necessário aplicar um encamisamento que confere ao elemento uma resistência à compressão do betão confinado de 34.5 MPa, enquanto que a resistência do betão confinado necessária para o encamisamento por *steel caging* foi de apenas 26.3 MPa.

Quadro 27 - Resultados das comparações de reforço de pilares com vários materiais

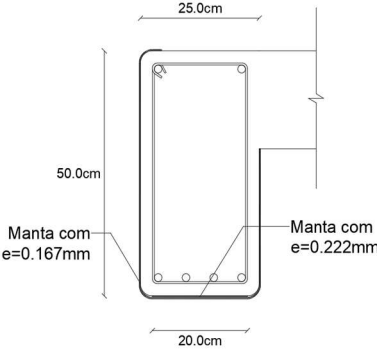
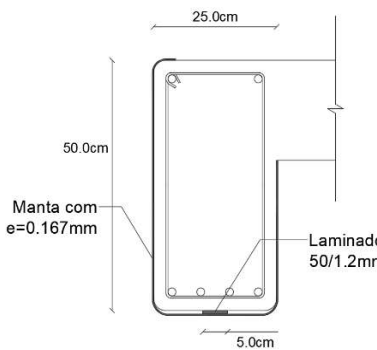
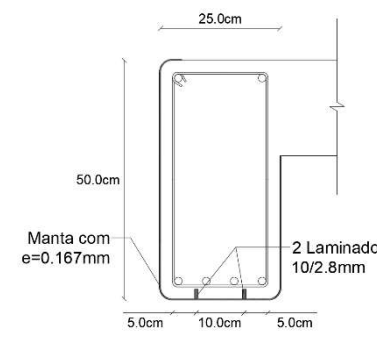
Esforços				Betão	Aço	FRP
N_{Ed}	M_x	M_y	M_{Ed}	M_{Rd}	M_{Rd}	M_{Rd}
3471.6	9.7	44.3	45.3	51.1	53.5	61.2
2193.8	243.1	-64.2	251.4	284.6	283.4	264.5
2440.2	-108.0	-108.1	152.8	222.7	171.5	157.8

Relativamente à flexão desviada, para a combinação com maiores momentos na direção y, o reforço com betão apresentou uma resistência significativamente superior. Nas restantes combinações, os valores obtidos foram relativamente semelhantes.

5.3. COMPARAÇÃO DE REFORÇOS DE VIGAS COM EBR (LAMINADOS E MANTAS) E NSM

Para comparar as várias opções de reforço utilizando FRP, será apresentado o reforço necessário para cada uma das técnicas para uma viga do tipo B25x50, com um momento a meio vão de 175 kNm e um esforço transversal máximo de 234.6 kN. Estas vigas apresentam, sem reforço, uma resistência a momentos de 149 kNm e uma resistência ao corte de 240.6 kN. Uma vez que para reforço ao corte utilizando o FRP só são utilizadas mantas, a solução é a mesma para as várias opções de reforço à flexão.

Quadro 28 – Comparação de técnicas de reforço de vigas utilizando FRP

Manta EBR	Laminado EBR	Laminado NSM
		
Resistência do elemento reforçado: $V_{Rd} = 288.8 \text{ kN}$ $M_{Rd} = 179.6 \text{ kNm}$ $F_{bd,max} = 22.52 \text{ kN}$	Resistência do elemento reforçado: $V_{Rd} = 288.8 \text{ kN}$ $M_{Rd} = 180.8 \text{ kNm}$ $F_{bd,max} = 10.48 \text{ kN}$	Resistência do elemento reforçado: $V_{Rd} = 288.8 \text{ kN}$ $M_{Rd} = 183.2 \text{ kNm}$ $F_{bd,max} = 21.65 \text{ kN}$
Propriedades da manta: ▪ $E_f = 265 \text{ GPa}$; ▪ $f_{fk} = 5100 \text{ MPa}$; ▪ $\varepsilon_f = 1.9\%$; ▪ $\varepsilon_{f,limite} = \frac{1.6}{1.2} = 1.58\%$. No entanto, para uma aplicação de EBR é aconselhável reduzir o valor da deformação máxima de cálculo para 0.75%. Elementos de FRP utilizados no reforço à flexão: ▪ Manta com 0.222 mm de espessura. Volume de reforço à flexão: $44.4 \text{ cm}^3/\text{m}$	Propriedades do laminado: ▪ $E_f = 170 \text{ GPa}$; ▪ $f_{fk} = 2800 \text{ MPa}$; ▪ $\varepsilon_f = 1.6\%$; ▪ $\varepsilon_{f,limite} = \frac{1.6}{1.2} = 1.33\%$. No entanto, para uma aplicação de EBR é aconselhável reduzir o valor da deformação máxima de cálculo para 0.75%. Elementos de FRP utilizados no reforço à flexão: ▪ Laminado 50mm/1.2mm (Qtd: 1) Volume de reforço à flexão: $60 \text{ cm}^3/\text{m}$	Propriedades do laminado: ▪ $E_f = 170 \text{ GPa}$; ▪ $f_{fk} = 2800 \text{ MPa}$; ▪ $\varepsilon_f = 1.6\%$; ▪ $\varepsilon_{f,limite} = \frac{1.6 \cdot 0.8}{1.2} = 1.10\%$. Elementos de FRP utilizados no reforço à flexão: ▪ Laminado 10mm/2.8mm (Qtd: 2) Volume de reforço à flexão: $56 \text{ cm}^3/\text{m}$

Relativamente às resistências finais, verificou-se que os valores obtidos para as três opções de reforço com FRP foram muito semelhantes. No entanto, a força máxima de amarração obtida para laminados colados externamente é praticamente metade da força obtida para os outros métodos. A diferença entre os valores obtidos para as duas técnicas EBR deve-se ao facto de a área de contacto entre o betão e o FRP ser quatro vezes superior na aplicação da manta.

Verifica-se também que o mesmo laminado tem valores de deformação máxima de cálculo diferentes para os dois tipos de aplicação considerados. Quando o laminado é inserido numa ranhura no betão, a deformação máxima considerada é quase 50% superior à deformação aconselhada para quando o laminado é colado externamente na superfície do elemento. No entanto, a diferença da quantidade de FRP necessária não é muito significativa.

5.4. COMPARAÇÃO DE REFORÇOS DE VIGAS PARA MATERIAIS DIFERENTES

Como exemplo para a comparação de técnicas de reforço de vigas para diferentes materiais, foi escolhida uma viga do tipo B 30x50 com um esforço transverso máximo de 248 kN e um momento de -238.8 kNm no apoio e 255.22 kNm no vão.

A viga sem reforço apresenta uma resistência ao esforço transverso de 180.5 kN e uma resistência a momentos de 152 kNm, tanto no vão como no apoio.

Quadro 29 – Comparação de técnicas de reforço de vigas para vários materiais

Betão	Aço	FRP
Momentos redistribuídos: $M_{Ed,apoio} = -186.9 \text{ kNm}$ $M_{Ed,vão} = 281.2 \text{ kNm}$	Momentos redistribuídos: $M_{Ed,apoio} = -151.9 \text{ kNm}$ $M_{Ed,vão} = 298.7 \text{ kNm}$	Momentos redistribuídos: $M_{Ed,apoio} = -151.9 \text{ kNm}$ $M_{Ed,vão} = 298.7 \text{ kNm}$
Resistência do elemento reforçado: $V_{Rd} = 278.8 \text{ kN}$ $M_{Rd,apoio} = -186.9 \text{ kNm}$ $M_{Rd,vão} = 321.1 \text{ kNm}$	Resistência do elemento reforçado: $V_{Rd} = 254.7 \text{ kN}$ $M_{Rd,apoio} = -151.9 \text{ kNm}$ $M_{Rd,vão} = 303.5 \text{ kNm}$	Resistência do elemento reforçado: $V_{Rd} = 327.0 \text{ kN}$ $M_{Rd,apoio} = -151.9 \text{ kNm}$ $M_{Rd,vão} = 315.3 \text{ kNm}$
O betão utilizado no encamisa- mento deve ter pelo menos mais 5 MPa de resistência que o betão existente. Betão utilizado: C30/37 Classe do aço: A500	Neste tipo de técnica, deve ser utilizado um aço com uma tensão entre 240 e 450 MPa. Aço utilizado: S355	Neste reforço foi utilizada uma manta para o reforço ao corte e um laminado no reforço à flexão. Propriedades da manta: ▪ $E_f = 265 \text{ GPa}$; ▪ $f_{fk} = 5100 \text{ MPa}$;

- $\varepsilon_f = 1.9\%$;
- $\varepsilon_{f,limite} = \frac{1.6}{1.2} = 1.58\%$.

Propriedades do laminado:

- $E_f = 170 \text{ GPa}$;
- $f_{fk} = 2800 \text{ MPa}$;
- $\varepsilon_f = 1.6\%$;
- $\varepsilon_{f,limite} = \frac{1.6*0.8}{1.2} = 1.10\%$.

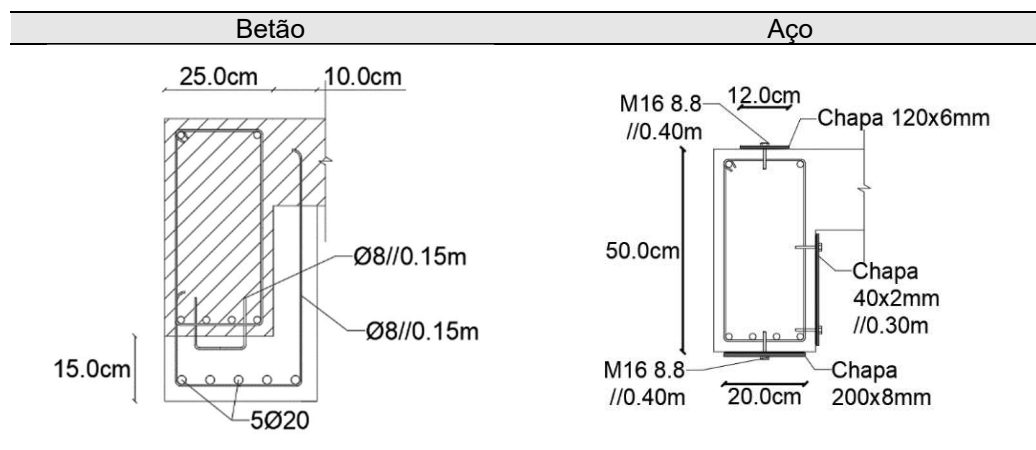
Elementos de aço utilizados:	Elementos de aço utilizados:	Elementos de FRP utilizados:
▪ Varões longitudinais: 4Ø16 ▪ Estribos: Ø8//0.20m ▪ Ancoragem na junta: Ø8//0.25m	▪ Chapa 190x6mm ▪ Chapa 70x1mm// 0.20m ▪ Parafusos: M16 8.8 //0.20m (Qtd: 3)	▪ Laminado 120x1.2mm (Qtd: 2) ▪ Manta 200x0.333mm// 0.40m
Volume de betão por metro:	Volume de aço por metro:	Volume de manta:
0.070 m ³ /m	1392 cm ³ /m	266 cm ³ /m
Volume de aço por metro:		Volume de laminado:
1089 cm ³ /m		576 cm ³ /m

Nesta comparação do reforço para vigas utilizando diferentes materiais são comparadas as técnicas de encamisamento com betão armado, colagem de chapas metálicas e colagem exterior de laminados.

Uma das principais vantagens para o encamisamento de vigas com betão é o facto de a redistribuição necessária para evitar a aplicação de reforço superior nos apoios ser menor do que para as outras técnicas abordadas.

Para comparar o reforço de vigas com diferentes materiais numa situação em que a exigência de reforço seja maior, foi escolhida uma viga B 25x50 com um momento fletor de -289.2 kNm no apoio e 393.6 kNm no vão, e um esforço transverso atuante de 296 kN.

Quadro 30 – Comparação de técnicas de reforço de vigas com betão e aço



Momentos redistribuídos: $M_{Ed,apoio} = -202.9 \text{ kNm}$ $M_{Ed,v\tilde{a}o} = 450.9 \text{ kNm}$	Momentos redistribuídos: $M_{Ed,apoio} = -289.2 \text{ kNm}$ $M_{Ed,v\tilde{a}o} = 393.6 \text{ kNm}$
Resistência do elemento reforçado: $V_{Rd} = 383.3 \text{ kN}$ $M_{Rd,apoio} = -202.9 \text{ kNm}$ $M_{Rd,v\tilde{a}o} = 479.9 \text{ kNm}$	Resistência do elemento reforçado: $V_{Rd} = 311.4 \text{ kN}$ $M_{Rd,apoio} = -292.8 \text{ kNm}$ $M_{Rd,v\tilde{a}o} = 395.7 \text{ kNm}$
O betão utilizado no encamisamento deve ter pelo menos mais 5 MPa de resistência que o betão existente. Betão utilizado: C30/37 Classe do aço: A500	Neste tipo de técnica, deve ser utilizado um aço com uma tensão entre 240 e 450 MPa. Aço utilizado: S355
Elementos de aço utilizados: ▪ Varões longitudinais: 5Ø20 ▪ Estribos: Ø8//0.15m ▪ Ancoragem na junta: Ø8//0.15m Volume de betão por metro: $0.0825 \text{ m}^3/\text{m}$ Volume de aço por metro: $2070 \text{ cm}^3/\text{m}$	Elementos de aço utilizados: ▪ Chapa 120x6mm ▪ Chapa 200x8mm ▪ Chapa 40x2mm//0.130m ▪ Parafusos: M16 8.8 //0.40m (Qtd:4) Volume de aço por metro: $2400 \text{ cm}^3/\text{m}$

Para esta viga não é adequado um reforço pela técnica de EBR porque a relação entre o momento imposto na secção reforçada e o momento resistente na secção original é superior a 2. No entanto, também não foi dimensionado um reforço pela técnica de NSM porque neste caso o betão não tem capacidade de resistência à compressão suficiente, isto é, a resistência máxima do elemento é condicionada pela resistência à compressão e não a resistência à tração.

No reforço com betão, a resistência à compressão do elemento é aumentada devido ao encamisamento, enquanto que no reforço com aço é adicionada uma chapa metálica na zona de compressão.

6

CONCLUSÕES

6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A presente dissertação apresenta os principais aspetos a ter em consideração na realização de um projeto de reforço, desde a avaliação da segurança de uma estrutura existente até ao dimensionamento do reforço por uma técnica adequada.

O objetivo proposto inicialmente era fazer um levantamento de técnicas de reforço e sistematizar as metodologias de cálculo que permitem o seu dimensionamento. Por esse motivo, e uma vez que foram apresentadas de forma direta e objetiva várias técnicas de reforço utilizando betão armado, aço e FRP, bem como os respetivos procedimentos de dimensionamento, considera-se que os objetivos foram cumpridos.

Na primeira parte deste trabalho foi apresentado e avaliado o edifício do caso de estudo, aplicando na prática os vários aspetos apresentados no capítulo 2 relativos à avaliação de um edifício existente de acordo com o EC8-3. Estes aspetos incluem a determinação dos estados limites a serem verificados, a classificação da estrutura conforme o nível de conhecimento disponível e a seleção dos métodos de análise adequados para a sua avaliação. Para além disso, são apresentados os aspetos relevantes do desenvolvimento do modelo de cálculo do edifício, como por exemplo as cargas aplicadas no modelo.

Concluída a análise e identificados os elementos que não cumprem a segurança, foram dimensionadas opções de reforço para os pilares e vigas utilizando diferentes técnicas e materiais. Para o betão, foi apresentada a técnica de encamisamento com betão armado. Para o aço, foram apresentadas as técnicas de colagem de chapas metálicas, encamisamento por colagem de chapas metálicas e encamisamento por steel caging. Para o FRP, foram apresentadas as técnicas de colagem exterior de mantas ou laminados de FRP, inserção de laminados de FRP no betão e encamisamento utilizando mantas de FRP.

Dos resultados obtidos nesta dissertação, não se pode determinar qual a melhor técnica para o reforço de cada tipo de elemento estrutural, pois cada uma apresenta as suas próprias limitações e considerações específicas, tais como imposições arquitetónicas ou a mão de obra disponível para a realização do trabalho. Por esse motivo, a avaliação precisa e individual de cada caso é essencial para selecionar a abordagem mais adequada.

Outro fator, que não foi explorado nesta dissertação, mas que é essencial para a escolha de uma técnica de reforço, é o seu custo. O custo das diferentes técnicas de reforço pode variar significativamente, pois depende de fatores como o custo do material utilizado, a complexidade do processo de aplicação e ainda a necessidade de equipamentos especializados. Portanto, uma avaliação para a seleção da técnica de reforço mais adequada deve incluir uma análise dos custos associados a cada técnica apresentada, garantindo que a solução escolhida seja viável não só tecnicamente, mas também economicamente.

Uma das dificuldades encontradas na realização desta dissertação foi a ausência de legislação específica. De forma a garantir a conformidade com os padrões de segurança exigidos atualmente, seria importante desenvolver legislação que oriente o processo de dimensionamento de reforço.

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Nesta dissertação apenas foi abordado e exemplificado o dimensionamento de reforço para técnicas com apenas um material. Como desenvolvimento de trabalhos futuros sugere-se o estudo de soluções mistas, isto é, que combinem mais do que uma das técnicas aqui apresentadas. A combinação de técnicas poderá resultar em soluções de reforço mais eficientes e adaptáveis às diversas exigências estruturais.

Um dos fatores essenciais para a escolha da técnica utilizada no reforço é o seu custo. Por esse motivo, aconselha-se para desenvolvimentos futuros um estudo e comparação dos custos associados a cada uma das técnicas abordadas, avaliando não só os custos dos materiais utilizados, como também a mão de obra necessária para a sua aplicação.

Além disso, devido à crescente preocupação com a sustentabilidade na engenharia civil, seria interessante avaliar o impacto ambiental de cada uma das técnicas de reforço, e até compará-lo com o impacto associado à construção de um novo edifício.

7

REFERÊNCIAS

- [1] (2019). *Portaria n.º 302/2019 de 2 de setembro de 2019 do Ministério das Infraestruturas e Habitação*.
- [2] EN, N., "NP EN 1998-1 Eurocódigo 8 - Projeto de Estruturas para resistência aos sismos - Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas, e regras para edifícios," *IPQ - Instituto Português da Qualidade*, 2010.
- [3] EN, "NP EN 1998-3 Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 3: Avaliação e reabilitação de edifícios," *Instituto Português da Qualidade*, 2017.
- [4] Carvalho, L., "Avaliação sísmica de edifícios existentes segundo o Eurocódigo 8 com vista à reabilitação - Sistematização de procedimentos de aplicação," Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2020.
- [5] Khan, M. A., Ph.D., P.E., C. Eng., M.I.C.E., *Earthquake-Resistant Structures*. Londres: Butterworth-Heinemann, 2013, p. 283-315.
- [6] Boto, T. A. P. M., "Estratégias para intervenções de reparação e reforço em estruturas de betão armado," Dissertação de Mestrado, Instituto Superior de Engenharia de Coimbra, Coimbra, 2015.
- [7] Henriques, A., "Reforço de pilares de betão armado por encamisamento de betão armado," Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, 2018.
- [8] Guedes, J. M., Varum, H., "Intervention on reinforced concrete structures - part 2," em *Apointamentos da disciplina "Reabilitação e Reforço de Estruturas e Fundações"*, ed. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2023.
- [9] FIB, *Durability of Post-tensioning Tendons* (Bulletin No. 103). Lausanne: Fédération Internationale du Béton (fib), 2022.
- [10] EN, N., "NP EN 1992-1-1 Eurocódigo 2 - Projeto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios," *Instituto Português da Qualidade*, 2010.
- [11] FIB, *Design and Use of Epoxy Adhesives for Reinforced Concrete Structures* (Bulletin No. 14). Lausanne: Fédération Internationale du Béton (fib), 2001.
- [12] FIB, *Model Code 2010* (Bulletin No. 55). Lausanne, 2010.
- [13] Reinforcement, S. P. <https://www.sp-reinforcement.pt/pt-PT> (acedido em 10 de junho de 2024).
- [14] Juvandes, L., "Reforço e Reabilitação de Estruturas de Betão Usando Materiais Compósitos de "CFRP"," Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1999.
- [15] FIB, *Shear and Punching Shear in RC and FRC Elements* (Bulletin No. 90). Lausanne: Fédération Internationale du Béton (fib), 2019.
- [16] FIB, *FRP reinforcement in RC structures* (Bulletin No. 40). Lausanne: Fédération Internationale du Béton (fib), 2007.
- [17] Juvandes, L., "Reabilitação e Reforço com Materiais Compósitos de FRP," em *Apointamentos da disciplina "Reabilitação e Reforço de Estruturas e Fundações"*, ed. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2023.

- [18] Juvandes, L., Figueiras, J.A., "Conceitos de dimensionamento e segurança para projetos de reforço com sistemas compósitos de FRP," apresentado em Encontro Nacional sobre Betão Estrutural, Porto, 2000.
- [19] (ACI), A. C. I. (2017). *Guide to Design and Construction of Externally Bonded Fabric-Reinforced Cementitious Matrix (FRCM) Systems for Repair and Strengthening Concrete and Masonry Structures*.
- [20] Cruz, J. S., Barros, J., Correia, L., "Reforço de estruturas de betão com sistemas FRP: regulamentação mais recente," *Construção Magazine*, 2021.
- [21] Berg, W., et al., "FRP Lamella - Design Basics for flexural and shear strengthening with FRP materials according to Eurocode 2."
- [22] Berg, W., et al., "FRP Colonna - Design program for confinement of concrete columns with S&P C-Sheets and S&P Resicem saturant - User Manual."
- [23] EN, N. (2009). *NP EN 1990 Eurocódigo – Bases para o projecto de estruturas*.
- [24] EN, N., "NP EN 1991-1-4 Eurocódigo 1 - Ações em estruturas. Parte 1-4: Ações gerais, Ações do vento," *IPQ - Instituto Português da Qualidade*, 2010.
- [25] Henriques, A. A., Silva, P.C., Oliveira, L., "Computational modeling of the nonlinear behaviour of concrete structures strengthened by FRP," em *International Conference Composites in Construction – CCC2001*, Porto, Portugal, 2001: A.A. Balkema Publishers, pp. 629-634.
- [26] Henriques, A. A. R., "Aplicação de novos conceitos de segurança no dimensionamento do betão estrutural," Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1998.
- [27] EN, N. (2010). *NP EN 1993-1-8 Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço - Parte 1-8: Projeto de ligações*.

A1

ESPETROS SÍSMICOS

ESPETROS DE RESPOSTA ELÁSTICA

		TERRENO E				ZONA SISMICA				
		S _{max}	T _b (s)	T _c (s)	T _d (s)	ZONA	a _{gr}	Y1 (SD)	a _g	S
Sismo	I	1.8	0.1	0.6	2	1.5	0.6	0.75	0.45	1.80
	II	1.8	0.1	0.25	2	2.4	1.1	0.84	0.924	1.80

η=	1
----	---

Sismo Tipo 1			
	T	Se(t)	SDe(t)
T _b (s)	0.00	0.810	0.000
	0.10	2.025	0.001
	0.20	2.025	0.002
	0.30	2.025	0.005
	0.40	2.025	0.008
T _c (s)	0.50	2.025	0.013
	0.60	2.025	0.018
	0.70	1.736	0.022
	0.80	1.519	0.025
	0.90	1.350	0.028
	1.00	1.215	0.031
	1.10	1.105	0.034
	1.20	1.013	0.037
	1.30	0.935	0.040
	1.40	0.868	0.043
T _d (s)	1.50	0.810	0.046
	1.60	0.759	0.049
	1.70	0.715	0.052
	1.80	0.675	0.055
	1.90	0.639	0.058
	2.00	0.608	0.062
	2.10	0.551	0.062
	2.20	0.502	0.062
	2.30	0.459	0.062
	2.40	0.422	0.062
	2.50	0.389	0.062
	2.60	0.359	0.062
	2.70	0.333	0.062
	2.80	0.310	0.062
	2.90	0.289	0.062
	3.00	0.270	0.062
	3.10	0.253	0.062
	3.20	0.237	0.062
	3.30	0.223	0.062
	3.40	0.210	0.062
	3.50	0.198	0.062
	3.60	0.188	0.062
	3.70	0.178	0.062
	3.80	0.168	0.062
	3.90	0.160	0.062
	4.00	0.152	0.062

Sismo Tipo 2			
	T	Se(t)	SDe(t)
T _b (s)	0.00	1.663	0.000
	0.10	4.158	0.001
	0.20	4.158	0.004
	0.30	3.465	0.008
	0.40	2.599	0.011
T _c (s)	0.50	2.079	0.013
	0.60	1.733	0.016
	0.70	1.485	0.018
	0.80	1.299	0.021
	0.90	1.155	0.024
	1.00	1.040	0.026
	1.10	0.945	0.029
	1.20	0.866	0.032
	1.30	0.800	0.034
	1.40	0.743	0.037
T _d (s)	1.50	0.693	0.039
	1.60	0.650	0.042
	1.70	0.611	0.045
	1.80	0.578	0.047
	1.90	0.547	0.050
	2.00	0.520	0.053
	2.10	0.471	0.053
	2.20	0.430	0.053
	2.30	0.393	0.053
	2.40	0.361	0.053
	2.50	0.333	0.053
	2.60	0.308	0.053
	2.70	0.285	0.053
	2.80	0.265	0.053
	2.90	0.247	0.053
	3.00	0.231	0.053
	3.10	0.216	0.053
	3.20	0.203	0.053
	3.30	0.191	0.053
	3.40	0.180	0.053
	3.50	0.170	0.053
	3.60	0.160	0.053
	3.70	0.152	0.053
	3.80	0.144	0.053
	3.90	0.137	0.053
	4.00	0.130	0.053

ESPETROS DE CÁLCULO

		TERRENO E				ZONA SISMICA				
		S _{max}	T _b (s)	T _c (s)	T _d (s)	ZONA	a _{gr}	Y1	a _g	S
Sismo	I	1.8	0.1	0.6	2	1.5	0.6	0.75	0.45	1.80
	II	1.8	0.1	0.25	2	2.4	1.1	0.84	0.924	1.80

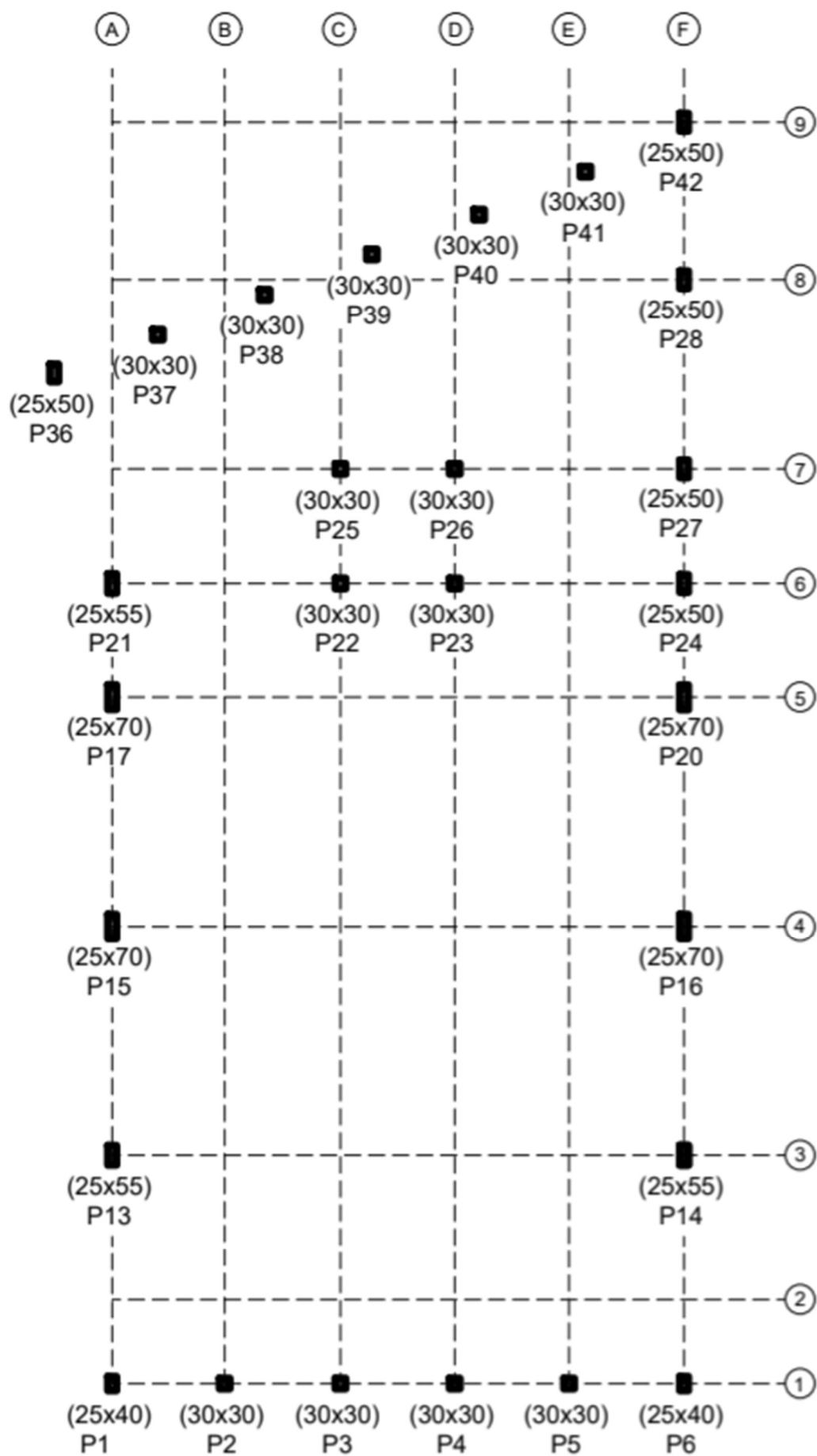
β=	0.2
q=	2

Sismo Tipo 1			
	T	Sd(t)	SDd(t)
Tb(s)	0.00	0.540	0.000
	0.10	1.013	0.000
	0.20	1.013	0.001
	0.30	1.013	0.002
	0.40	1.013	0.004
Tc(s)	0.50	1.013	0.006
	0.60	1.013	0.009
	0.70	0.868	0.011
	0.80	0.759	0.012
	0.90	0.675	0.014
	1.00	0.608	0.015
	1.10	0.552	0.017
	1.20	0.506	0.018
	1.30	0.467	0.020
	1.40	0.434	0.022
Td(s)	1.50	0.405	0.023
	1.60	0.380	0.025
	1.70	0.357	0.026
	1.80	0.338	0.028
	1.90	0.320	0.029
	2.00	0.304	0.031
	2.10	0.276	0.031
	2.20	0.251	0.031
	2.30	0.230	0.031
	2.40	0.211	0.031
	2.50	0.194	0.031
	2.60	0.180	0.031
	2.70	0.167	0.031
	2.80	0.155	0.031
	2.90	0.144	0.031
	3.00	0.135	0.031
	3.10	0.126	0.031
	3.20	0.119	0.031
	3.30	0.112	0.031
	3.40	0.105	0.031
	3.50	0.099	0.031
	3.60	0.094	0.031
	3.70	0.090	0.031
	3.80	0.090	0.033
	3.90	0.090	0.035
	4.00	0.090	0.036

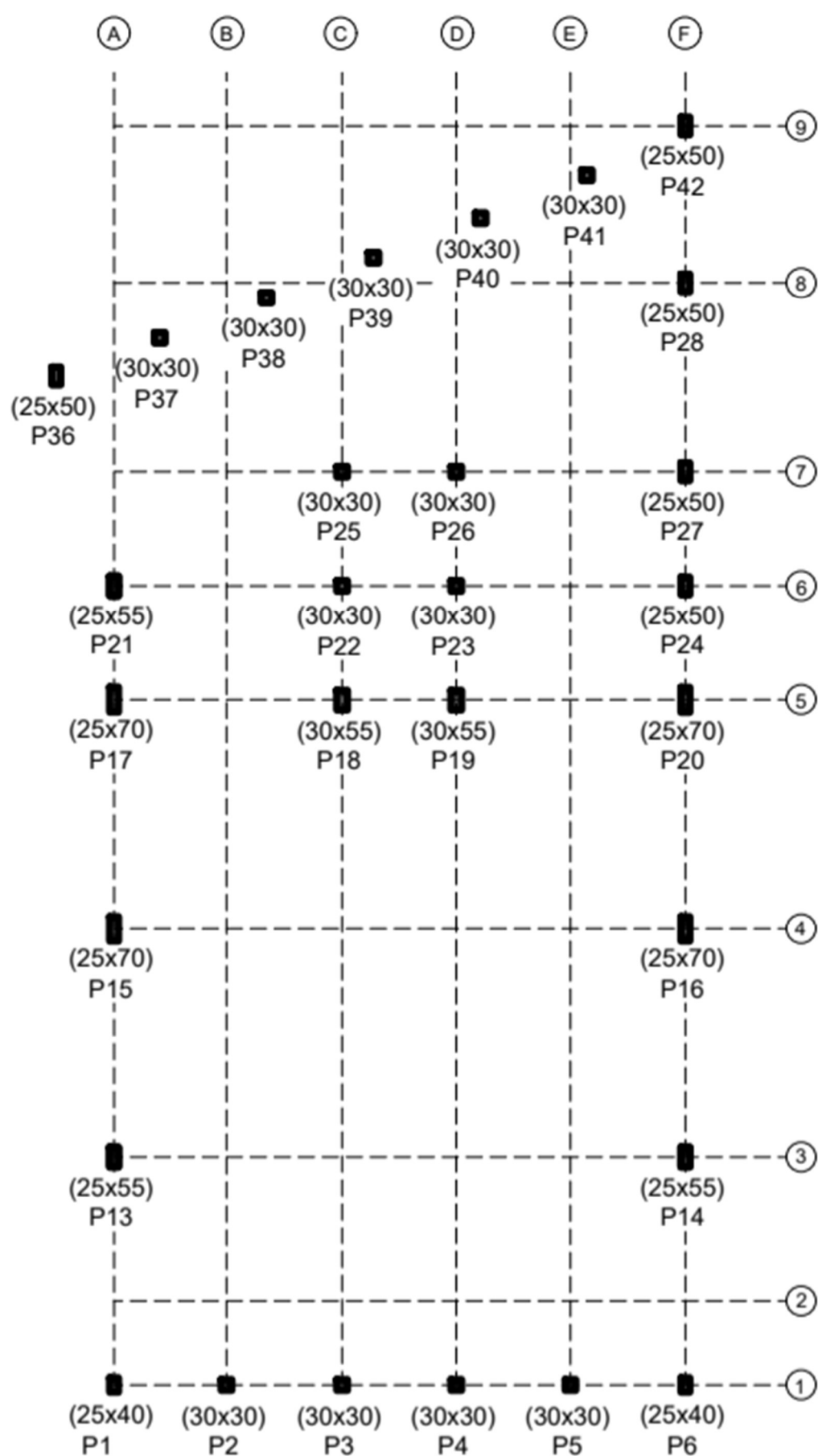
Sismo Tipo 2			
	T	Sd(t)	SDd(t)
Tb(s)	0.00	1.109	0.000
	0.10	2.079	0.001
	0.20	2.079	0.002
	0.30	1.733	0.004
	0.40	1.299	0.005
Tc(s)	0.50	1.040	0.007
	0.60	0.866	0.008
	0.70	0.743	0.009
	0.80	0.650	0.011
	0.90	0.578	0.012
	1.00	0.520	0.013
	1.10	0.473	0.014
	1.20	0.433	0.016
	1.30	0.400	0.017
	1.40	0.371	0.018
Td(s)	1.50	0.347	0.020
	1.60	0.325	0.021
	1.70	0.306	0.022
	1.80	0.289	0.024
	1.90	0.274	0.025
	2.00	0.260	0.026
	2.10	0.236	0.026
	2.20	0.215	0.026
	2.30	0.197	0.026
	2.40	0.185	0.027
	2.50	0.185	0.029
	2.60	0.185	0.032
	2.70	0.185	0.034
	2.80	0.185	0.037
	2.90	0.185	0.039
	3.00	0.185	0.042
	3.10	0.185	0.045
	3.20	0.185	0.048
	3.30	0.185	0.051
	3.40	0.185	0.054
	3.50	0.185	0.057
	3.60	0.185	0.061
	3.70	0.185	0.064
	3.80	0.185	0.068
	3.90	0.185	0.071
	4.00	0.185	0.075

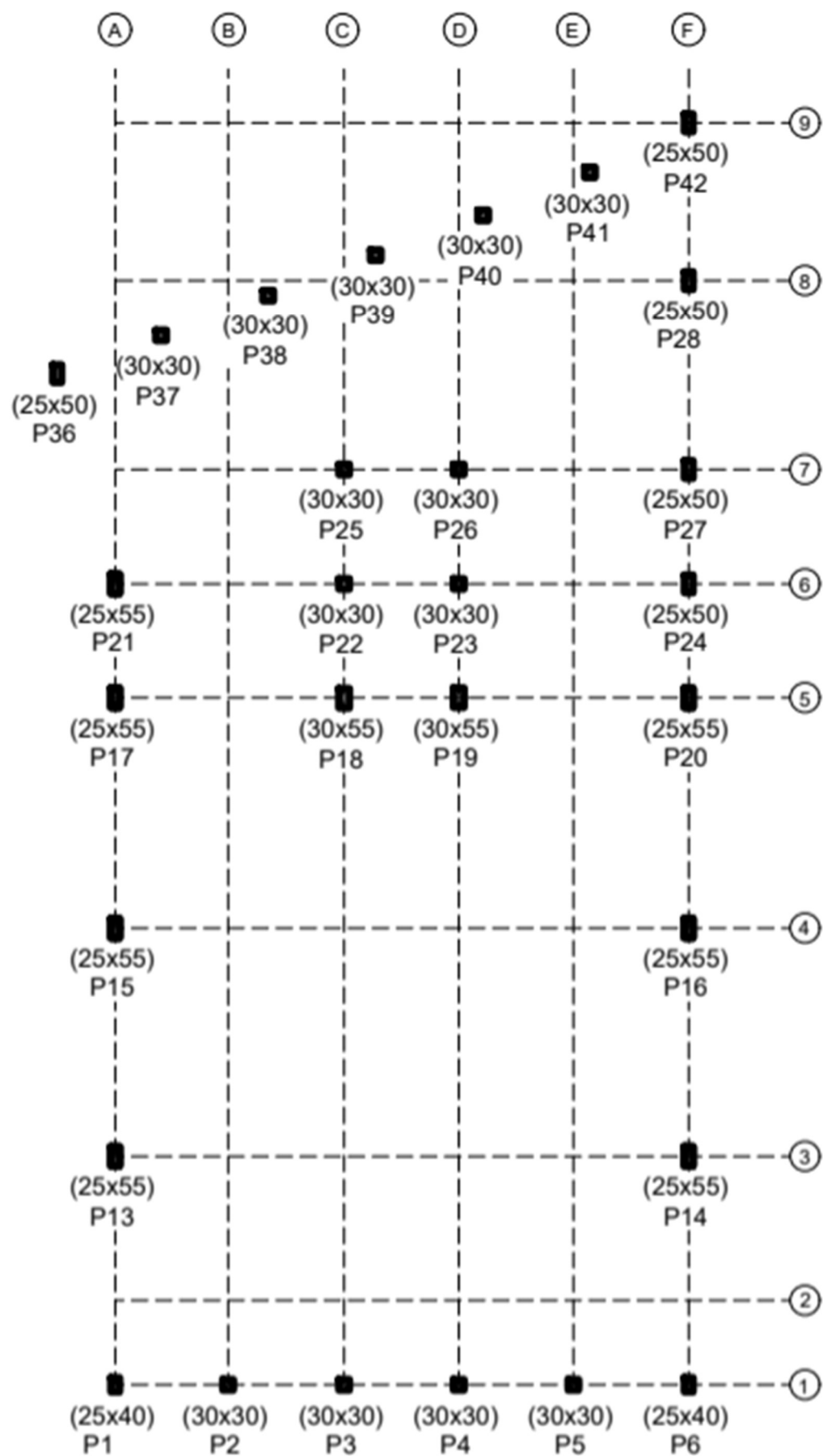
A2

PLANTAS DE PILARES E DE VIGAS

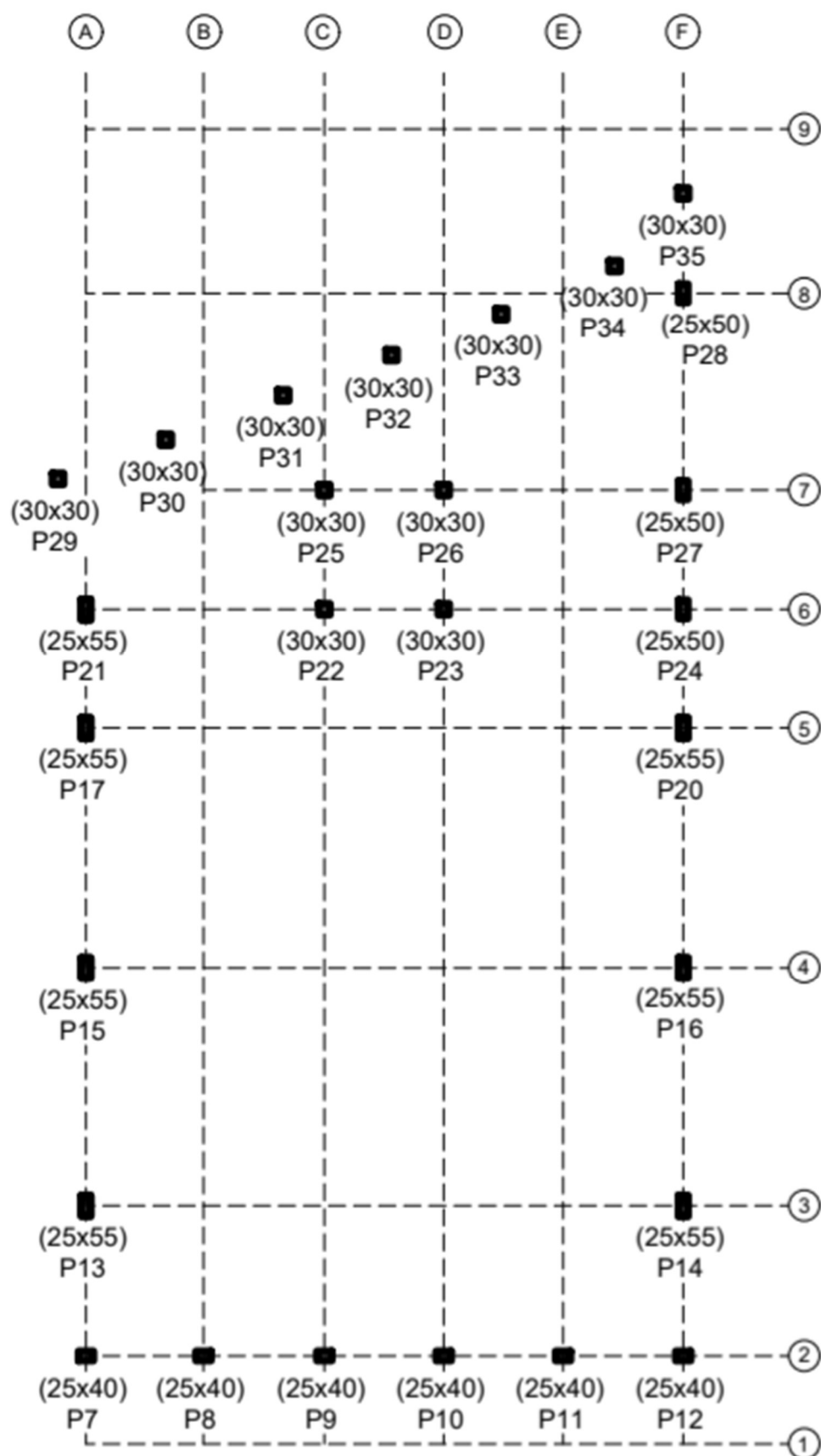


Piso -1

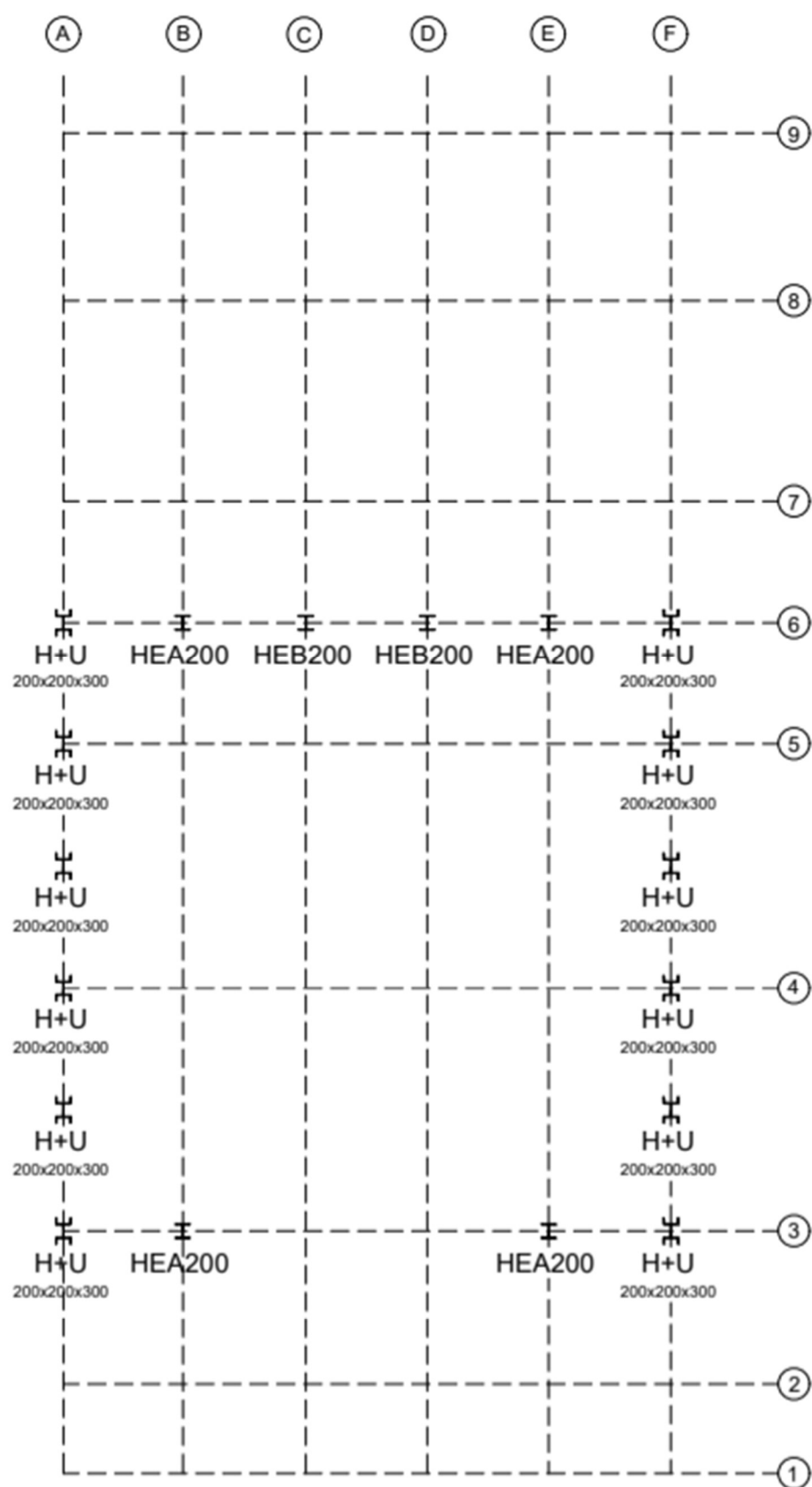




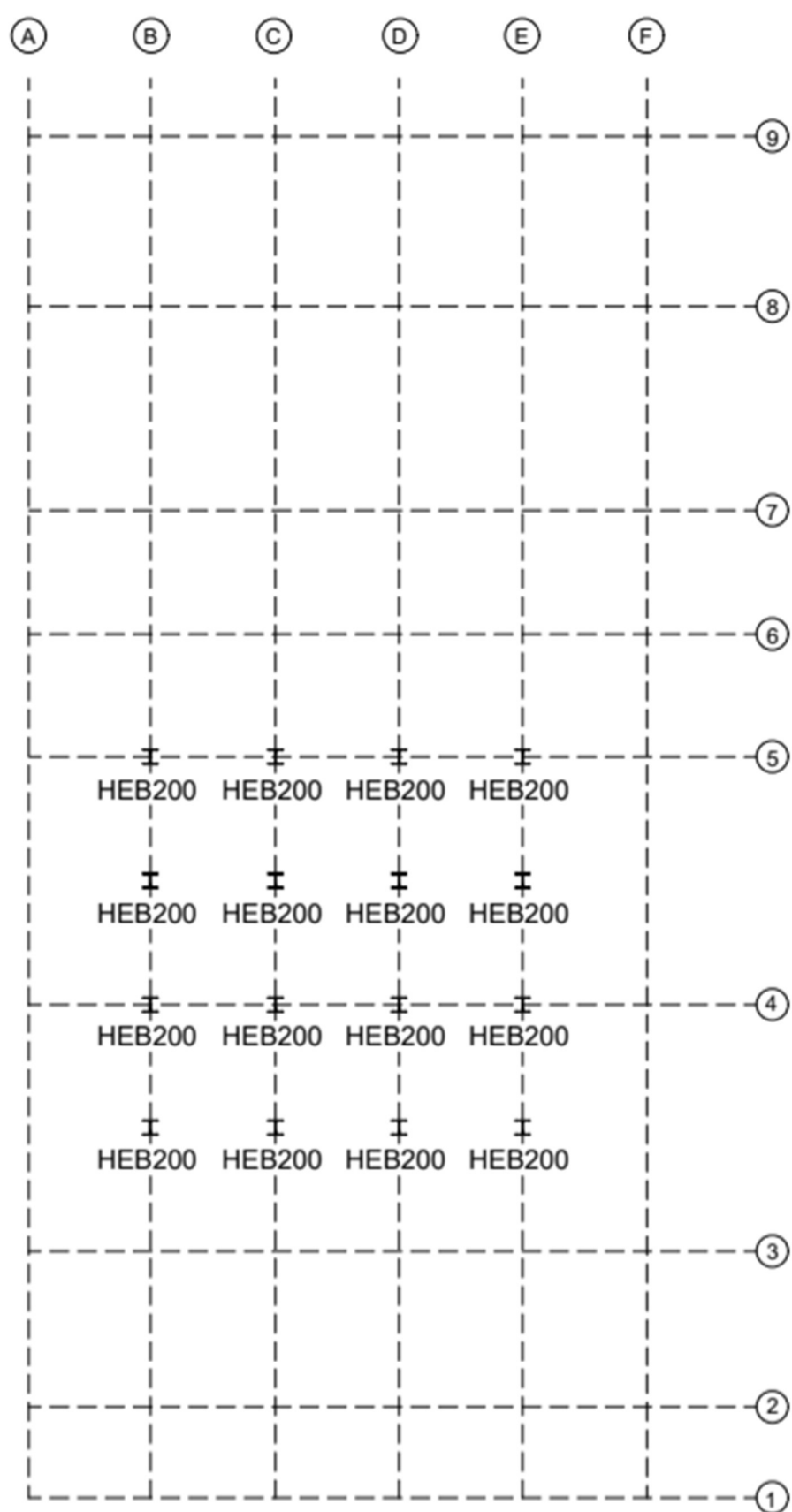
Piso 1



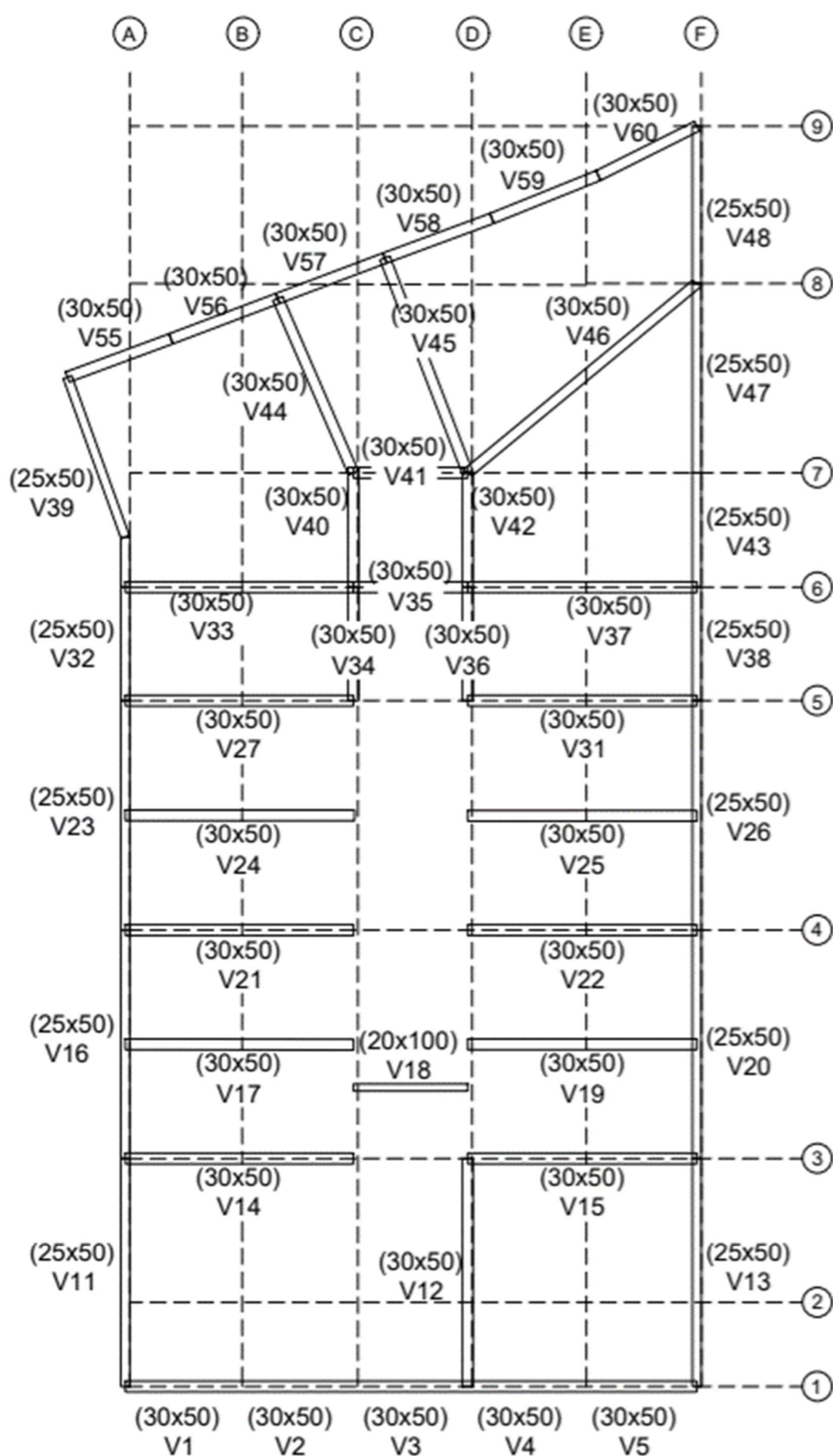
Piso 2



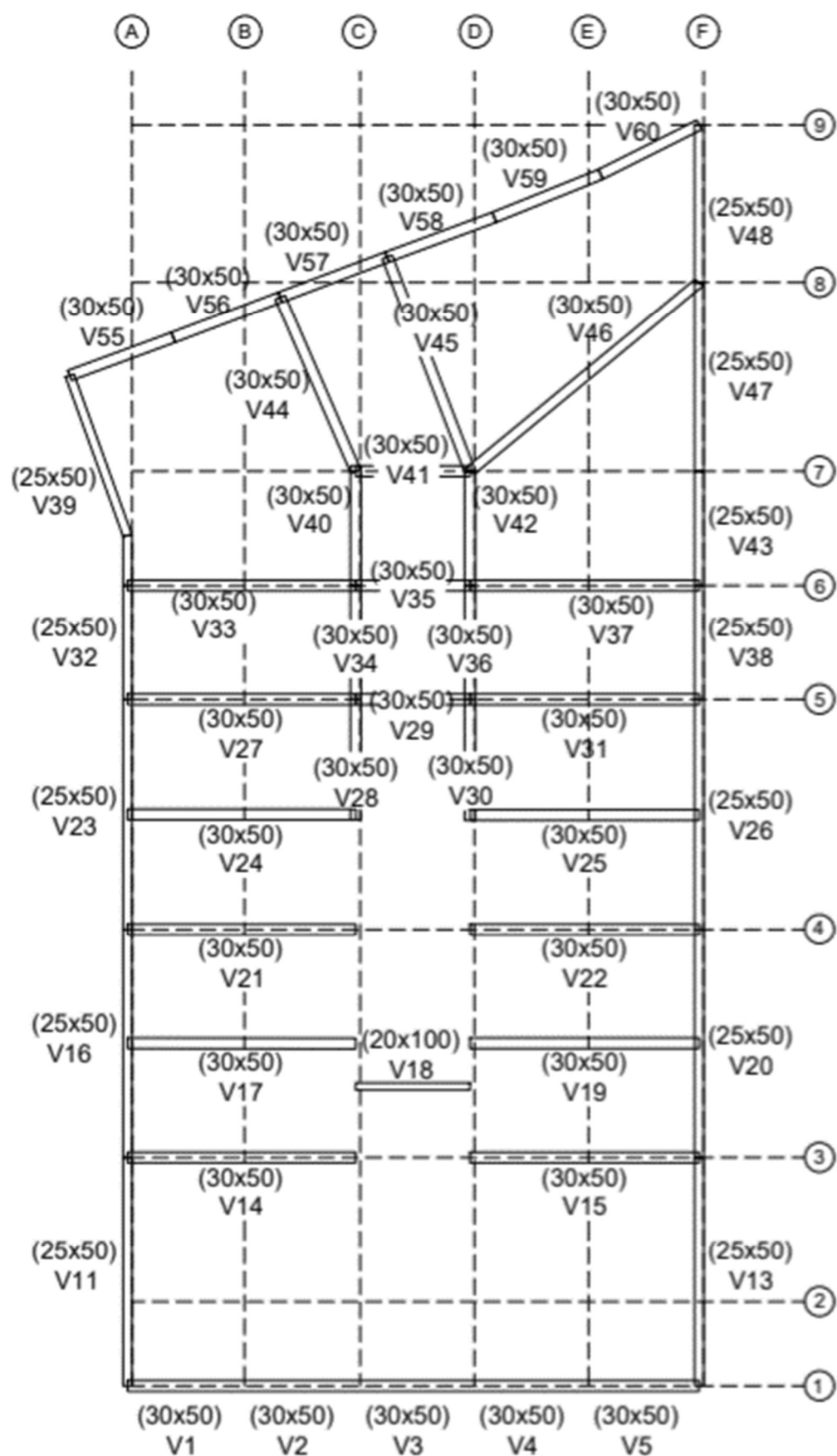
Pisos 3 a 9



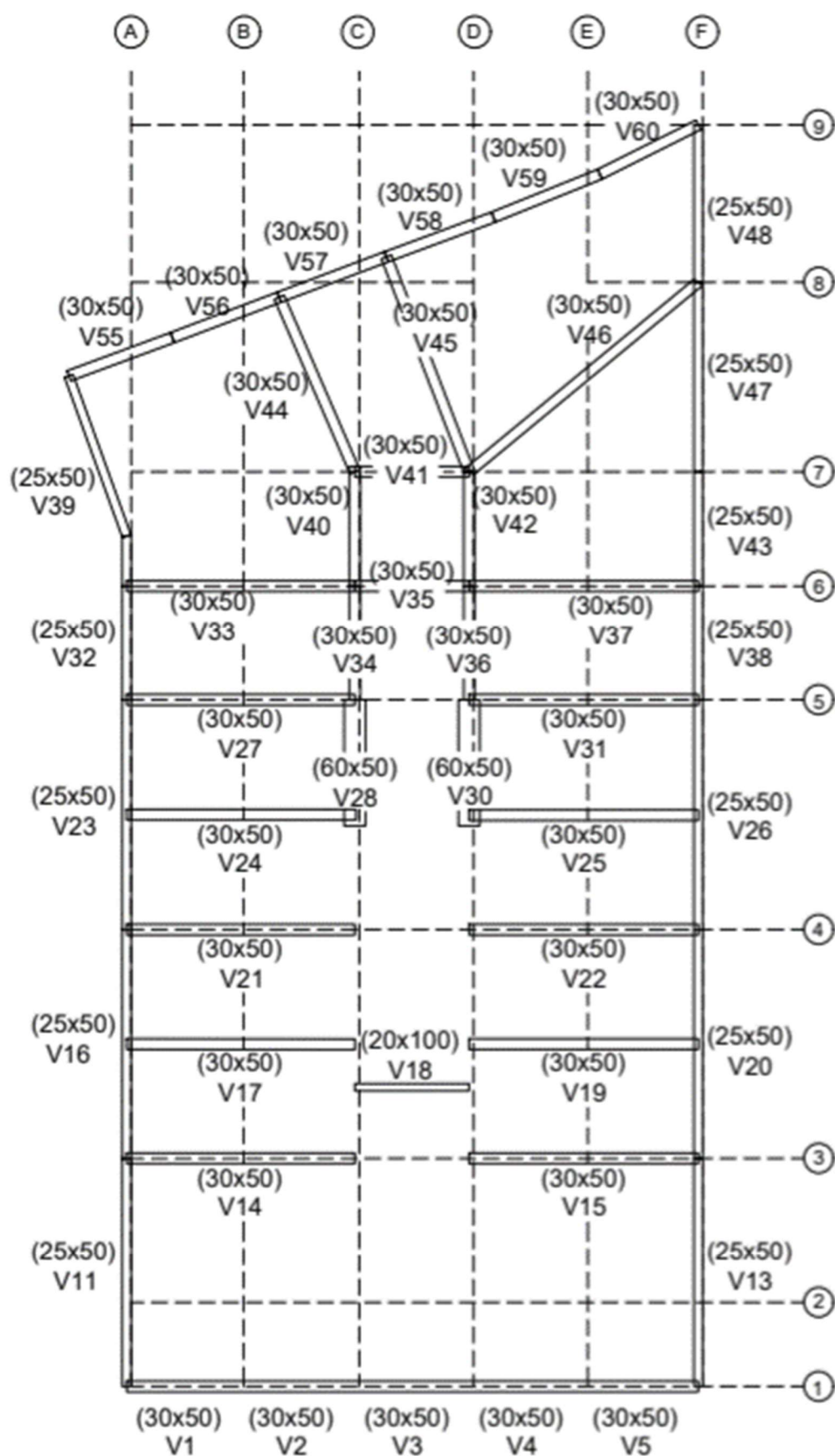
Piso 10



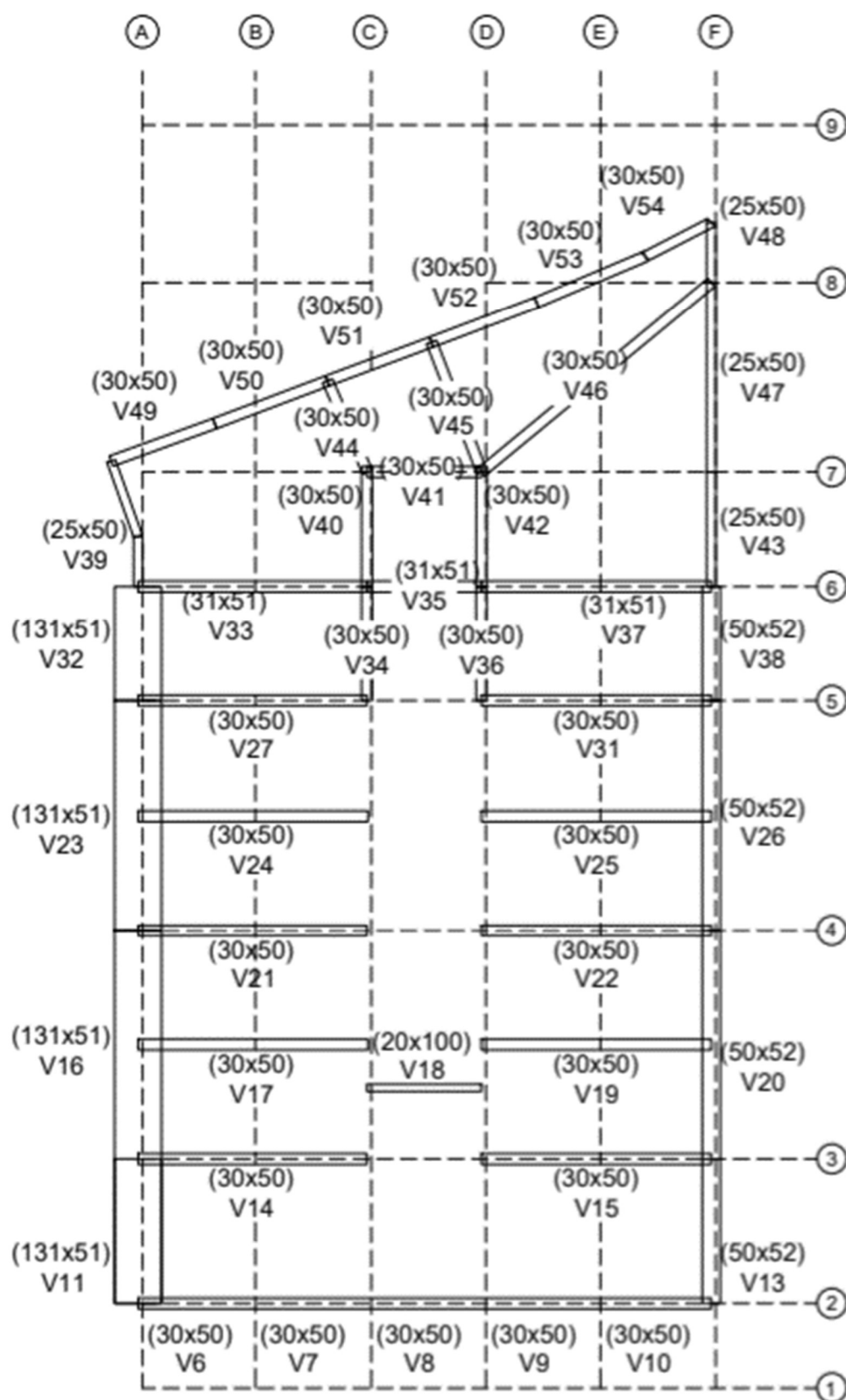
Piso 0



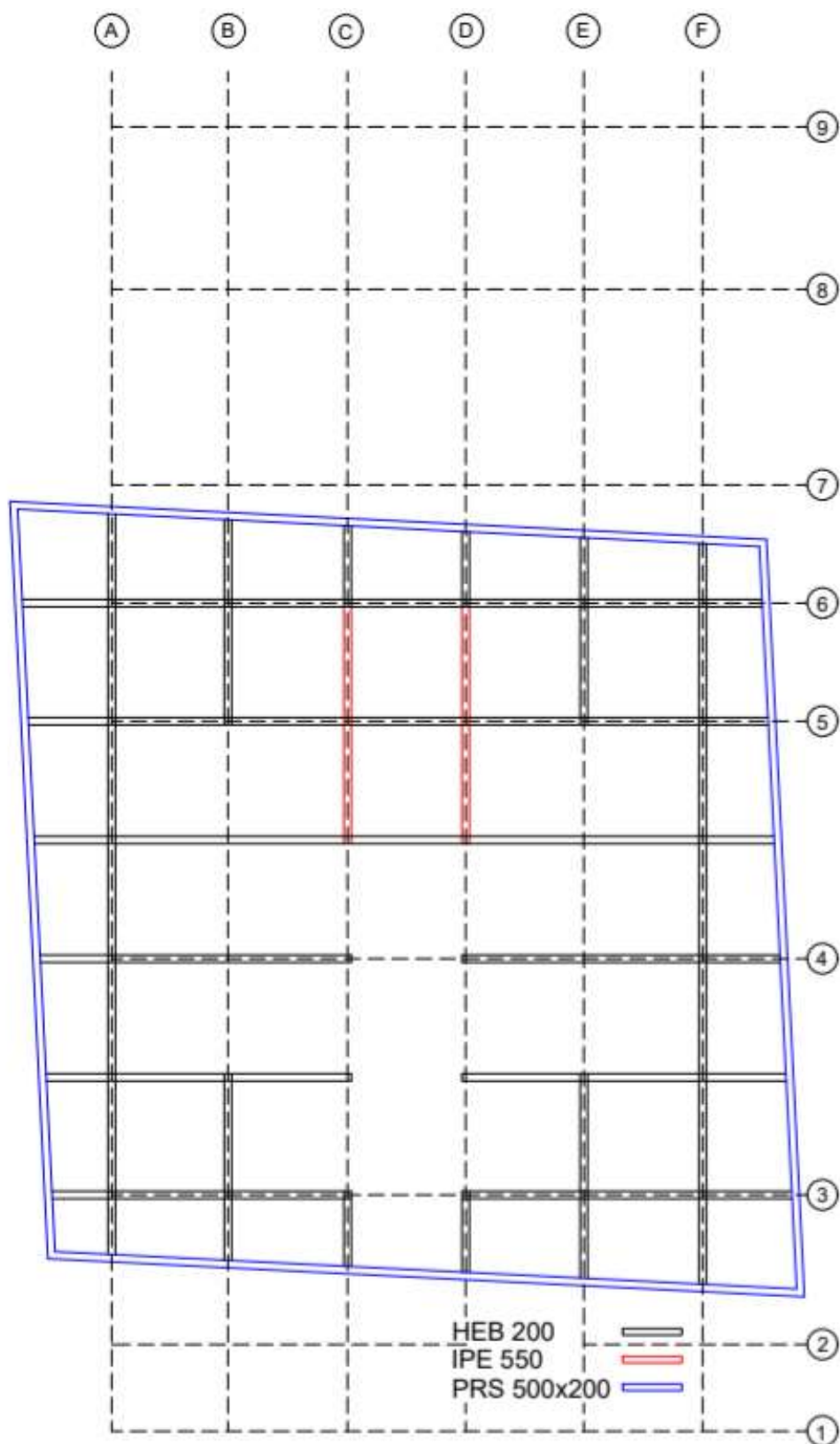
Piso 1



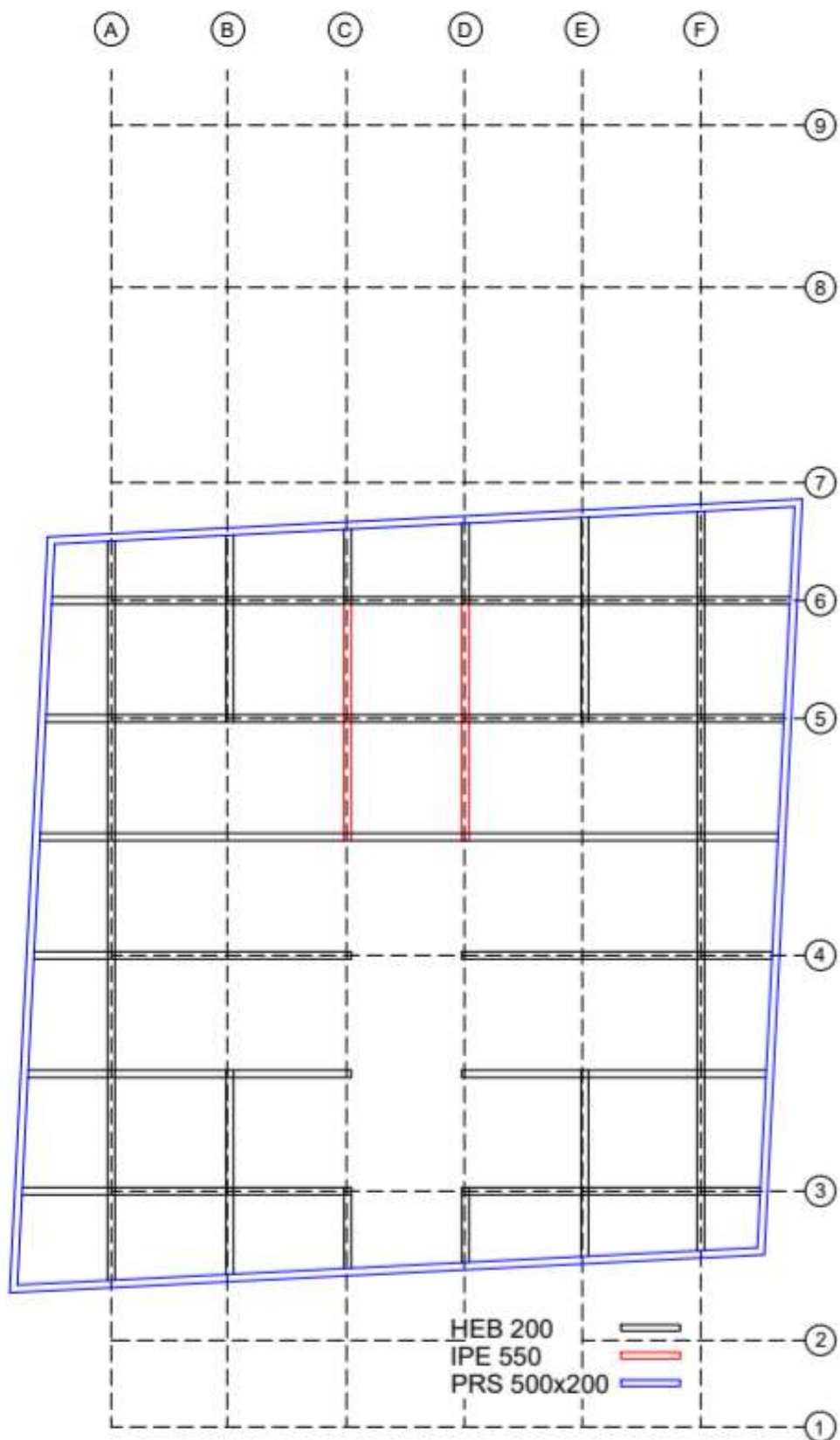
Piso 2



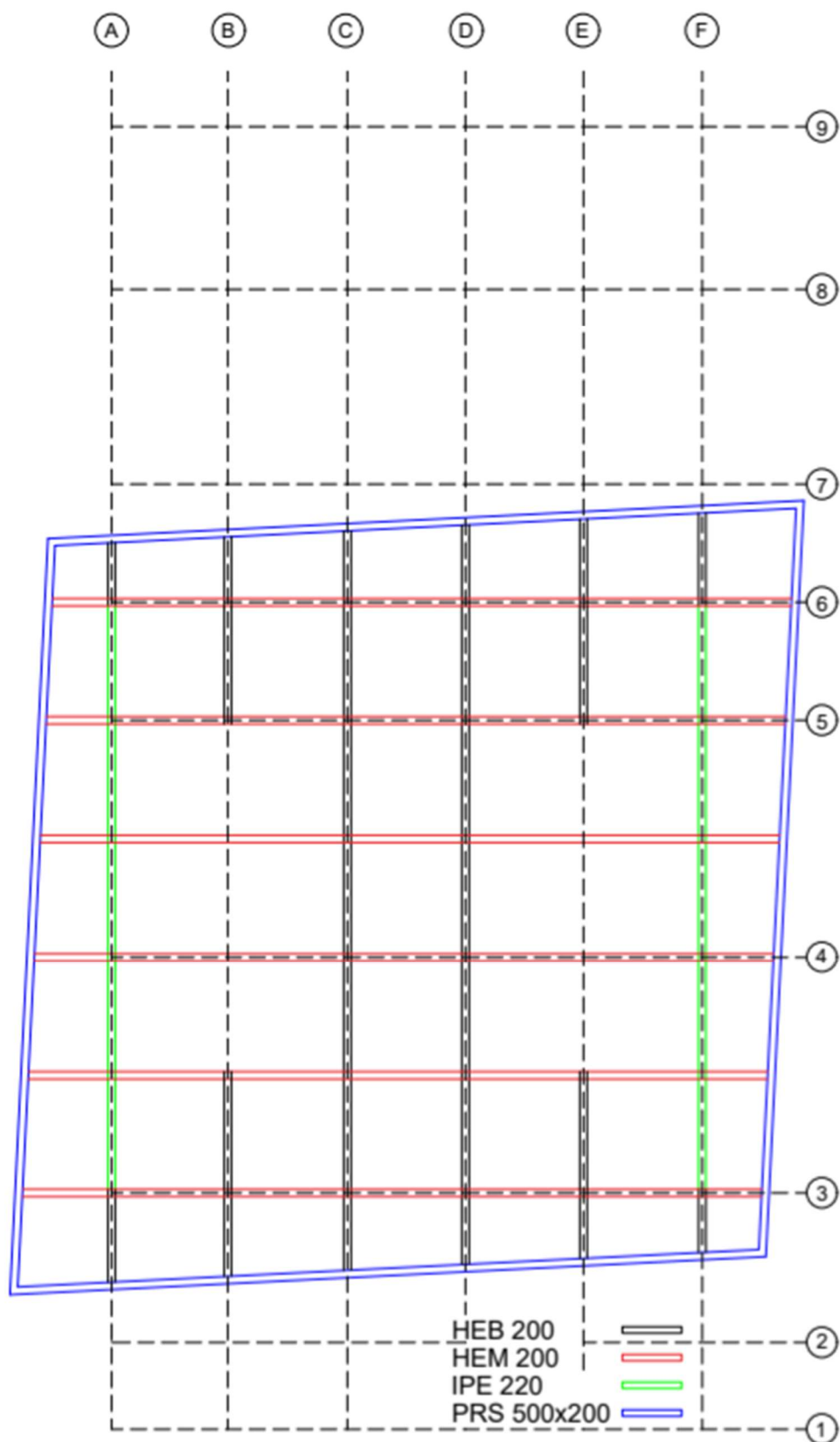
Piso 3



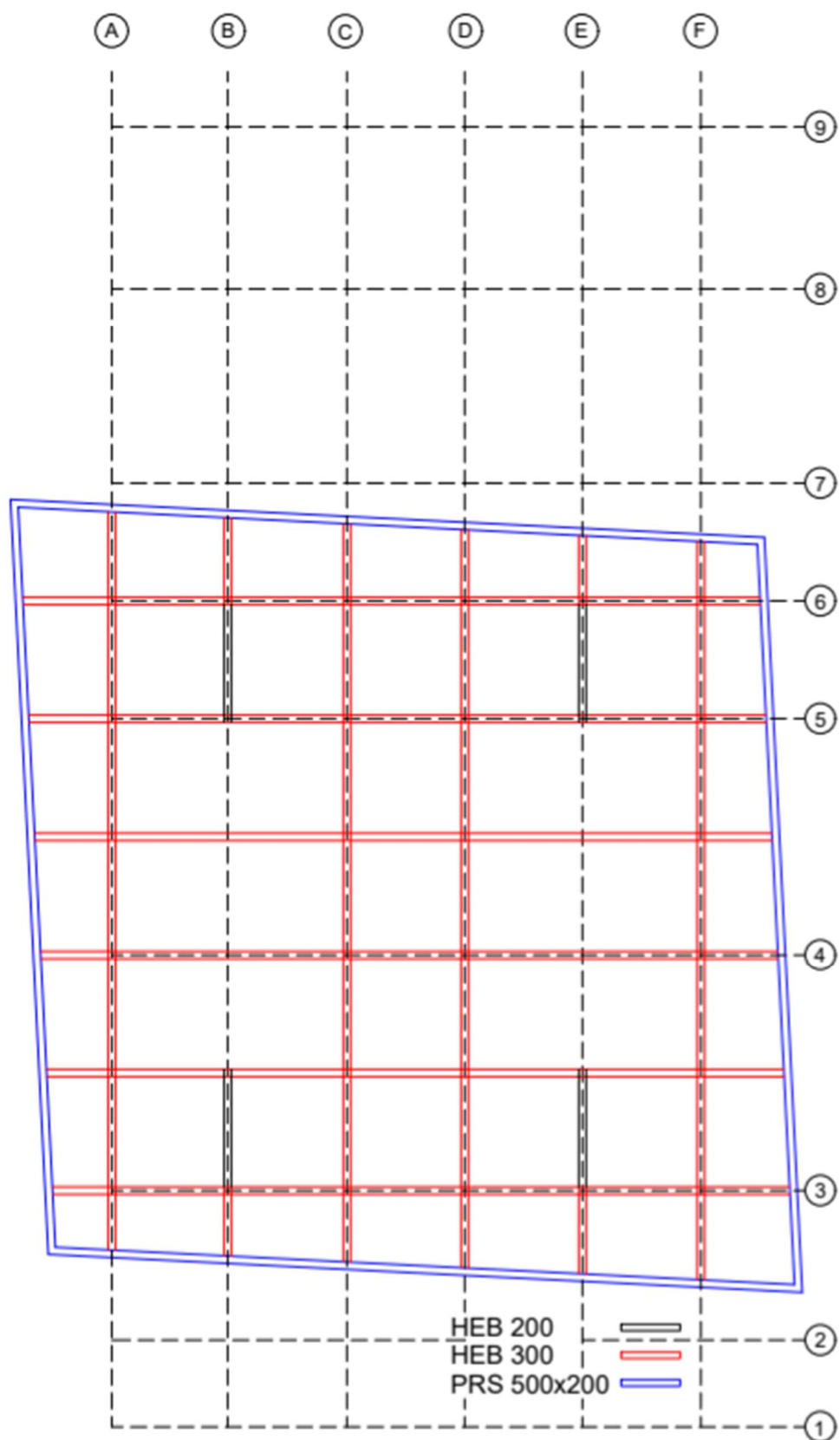
Pisos 4, 6 e 8



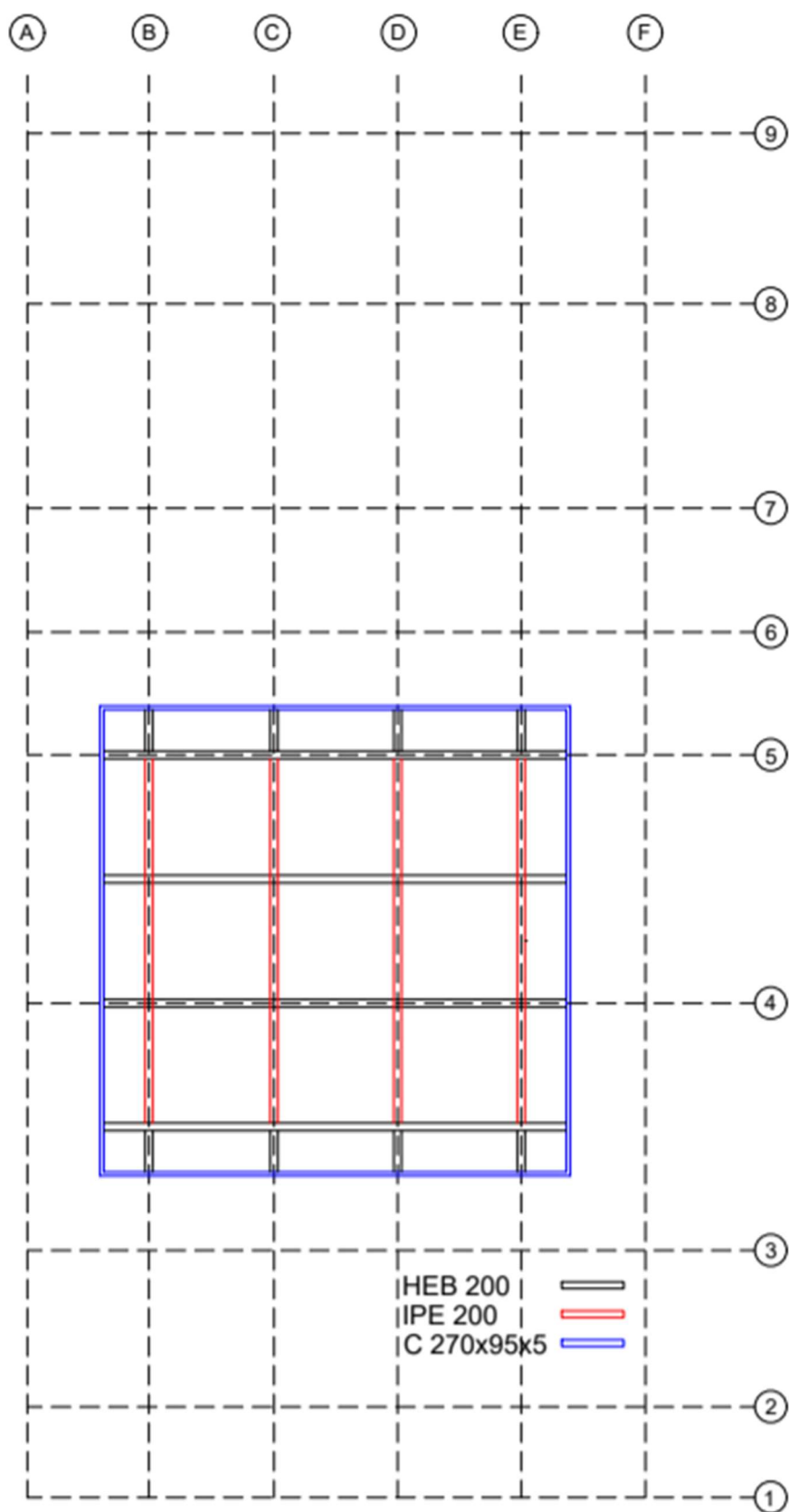
Pisos 5 e 7



Piso 9



Piso 10



Cobertura

A3

VERIFICAÇÃO DA ADMISSIBILIDADE DE UMA ANÁLISE LINEAR

Tipo de Pilar	N_{Ed}	$M_{Ed,y}$	$M_{Ed,z}$	M_{Ed}	M_{Rd}	ρ	$\rho_{m\acute{a}x}/\rho_{m\acute{i}n}$
P 25x40	-117.13	-577.11	19.17	577.43	70.42	8.20	8.20
	312.84	114.3	-6.54	114.49	114.42	1.00	
P 25x50	831.67	-57.02	143.46	154.38	104.27	1.48	1.47
	506.22	-76.11	80.49	110.78	109.96	1.01	
P 25x55	3440.24	-4.93	-21.71	22.26	0	$N_{Ed} > N_{Rd}$	-
	1701.86	-6.31	78.17	78.42	78.07	1.00	
P 25x70	3689.91	-1.95	-23.86	23.94	0	$N_{Ed} > N_{Rd}$	-
	2968.31	53.01	51.17	73.68	72.66	1.01	
P 30x30	1464.81	-12.5	3.21	12.91	0	$N_{Ed} > N_{Rd}$	-
	144.56	4.99	-40.71	41.01	40.96	1.00	
P 30x55	3043.42	48.35	-37.69	61.3	0	$N_{Ed} > N_{Rd}$	-
	-137.23	-30.65	-68.65	75.18	73.06	1.03	

A4

DIMENSIONAMENTO DE REFORÇO PARA PILARES

Neste anexo serão apresentados os diagramas dos pilares para os quais foi dimensionado o reforço e são apresentados em quadros os resultados obtidos. Nos quadros não estão presentes os pilares P18 e P19 porque estes não necessitam de intervenção.

Nos reforços com betão armado, foi utilizada um betão da classe C30/37 e um aço de classe S500. Nos reforços com aço, na utilização da técnica de *steel caging* foi utilizado um aço S460 N/NL. Nas restantes técnicas, utilizou-se um aço S355. Nos reforços com FRP, foi utilizada uma manta no confinamento e em alguns casos foram inseridos laminados em ranhuras no betão.

Propriedades da manta:

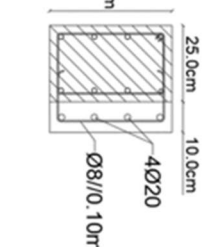
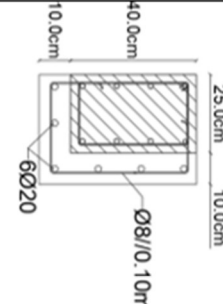
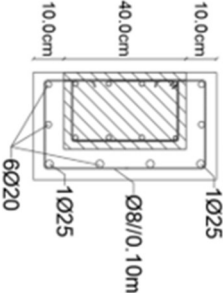
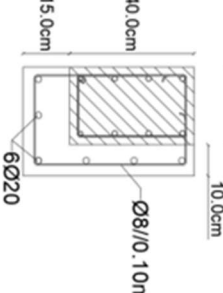
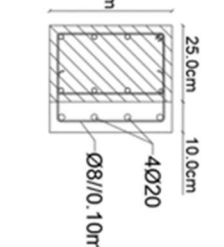
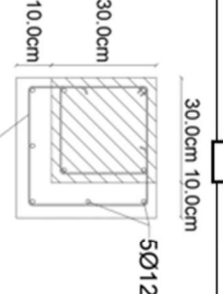
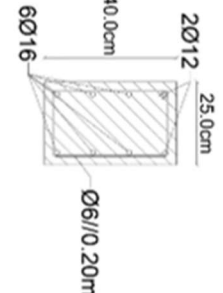
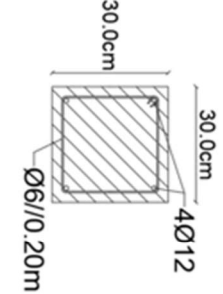
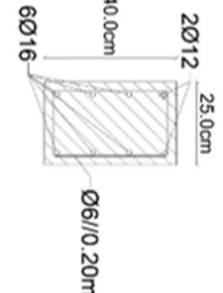
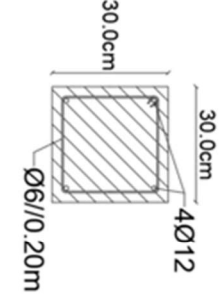
- $E_f = 240 \text{ GPa}$;
- $f_{fk} = 4300 \text{ MPa}$;
- $\varepsilon_f = 1.7\%$;
- $\varepsilon_{f,limite} = 0.4\%$.

Propriedades do laminado:

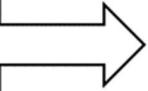
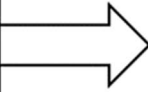
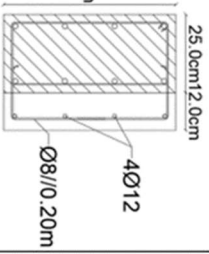
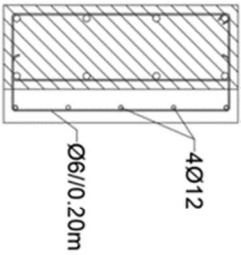
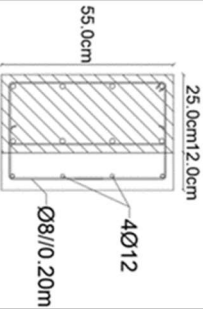
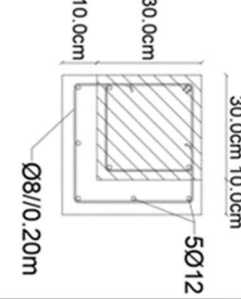
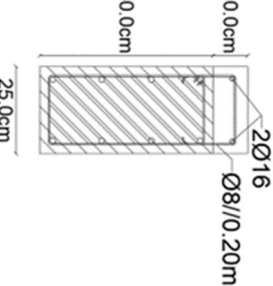
- $E_f = 205 \text{ GPa}$;
- $f_{fk} = 2800 \text{ MPa}$;
- $\varepsilon_f = 1.35\%$;

$$\varepsilon_{f,limite} = \frac{1.35 \cdot 0.8}{1.2} = 0.91$$

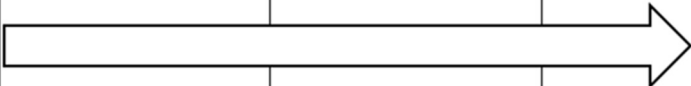
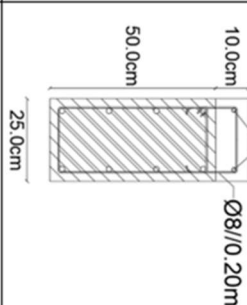
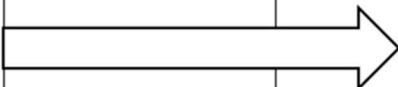
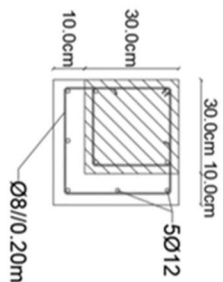
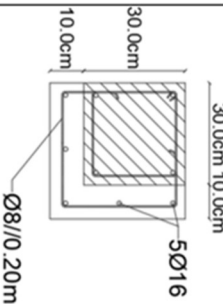
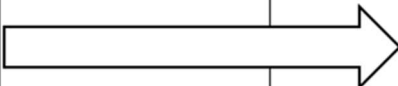
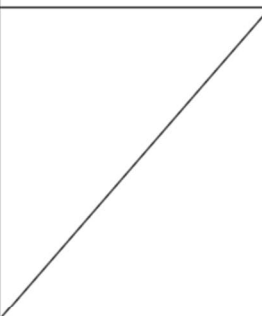
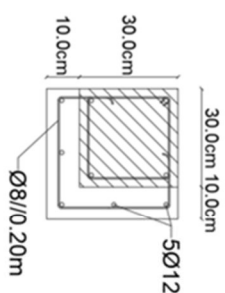
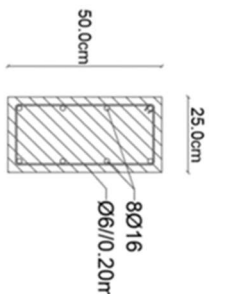
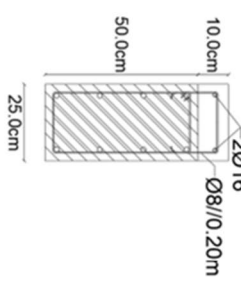
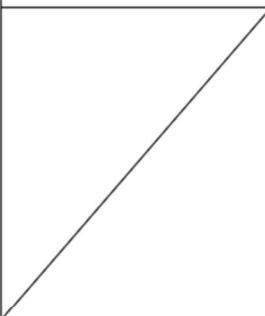
Quadro de Pilares - Betão (1 de 4)

Betão	P1 e P6	P2, P3, P4, P5 e P38	P7, P9 e P10	P8 e P11	P12
Piso 2					
Piso 1					
Piso 0					
Piso -1					

Quadro de Pilares - Betão (2 de 4)

Betão	P13, P14 e P21	P15, P16 e P17	P20	P22, P23 e P26	P24
Piso 2					
Piso 1					
Piso 0					
Piso - 1					
					

Quadro de Pilares - Betão (3 de 4)

Betão	P25	P27	P28	P29,P30, P31, P32 e P33	P34 e P35	
Piso 2						
Piso 1						
Piso 0						
Piso -1						

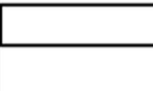
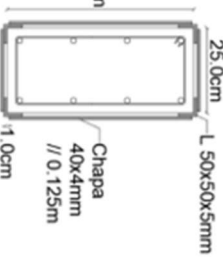
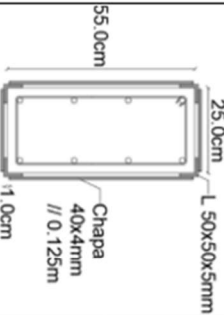
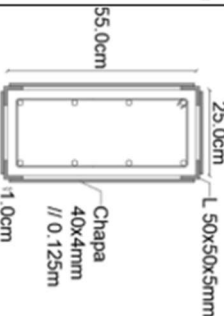
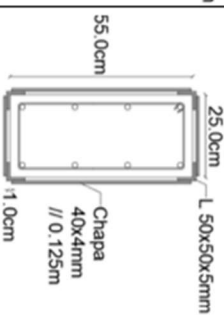
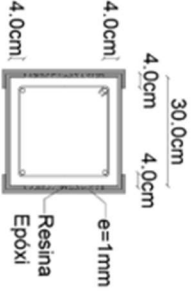
Quadro de Pilares - Betão (4 de 4)

Betão	P36, P37 e P40	P39
Piso 2		
Piso 1		
Piso 0		
Piso -1		

Quadro de Pilares - Aço (1 de 4)

Aço	P1 e P6	P2, P3, P4, P5 e P38	P7 e P12	P8 e P11	P19 e P10
Piso 2					
Piso 1					
Piso 0					
Piso -1					

Quadro de Pilares - Aço (2 de 4)

Aço	P13, P14 e P21	P15 e P16	P17	P20	P22 e 23
Piso 2					
Piso 1					
Piso 0					
Piso -1					
					

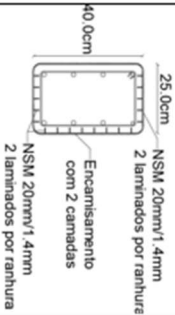
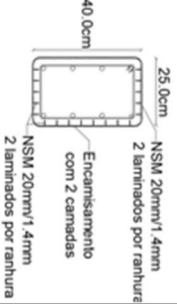
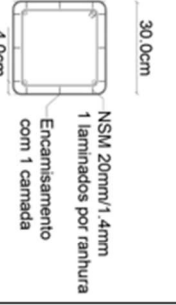
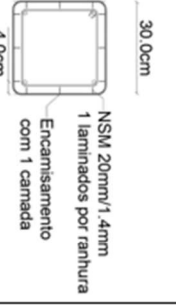
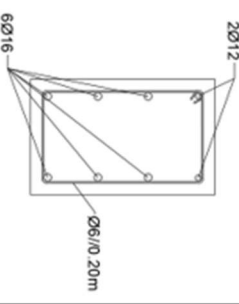
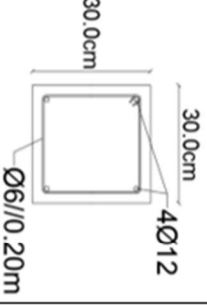
Quadro de Pilares - Aço (3 de 4)

Aço	P24	P25	P26	P27	P28
Piso 2					
Piso 1					
Piso 0					
Piso -1					

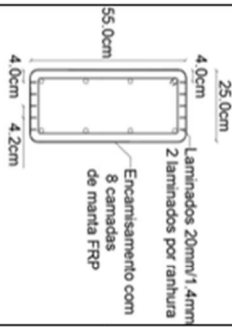
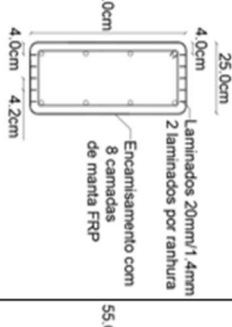
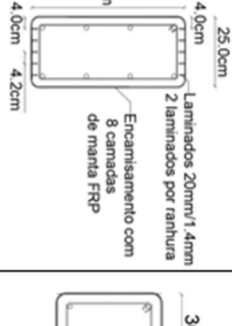
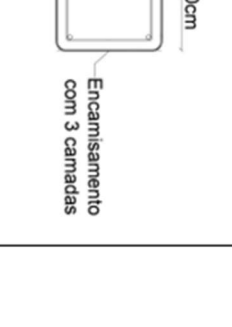
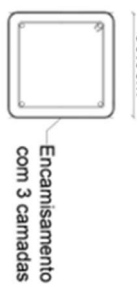
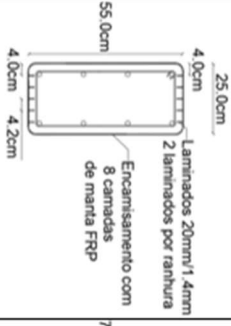
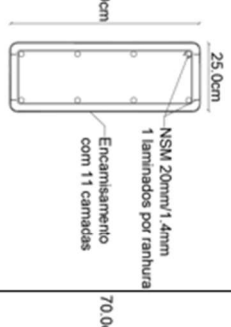
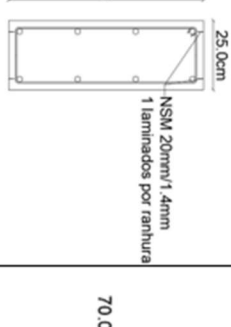
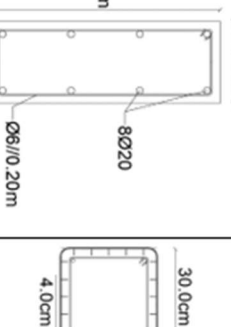
Quadro de Pilares - Aço (4 de 4)

Aço	P29, P30, P31, P32 e P33	P34	P35	P36, P37 e P40	P39
Piso 2					
Piso 1					
Piso 0					
Piso -1					

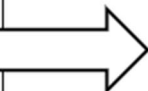
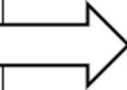
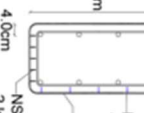
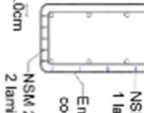
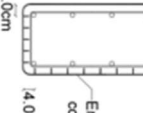
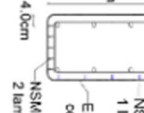
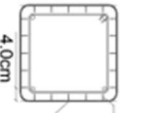
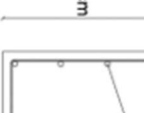
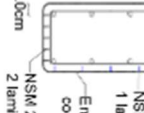
Quadro de Pilares - FRP (1 de 4)

FRP	P1 e P6	P2, P3, P4 e P5	P7 e P12	P8 e P11	P19 e P10
Piso 2			Sem solução	Sem solução	
Piso 1					
Piso 0					
Piso -1					

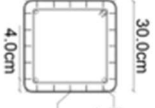
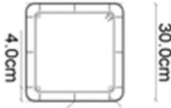
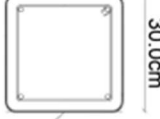
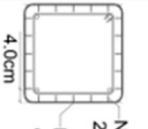
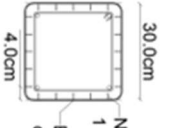
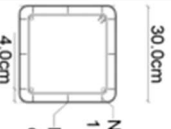
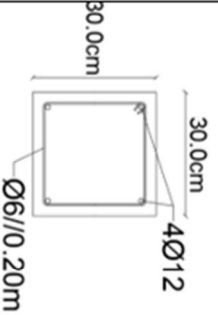
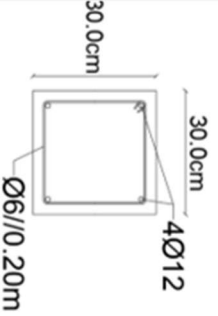
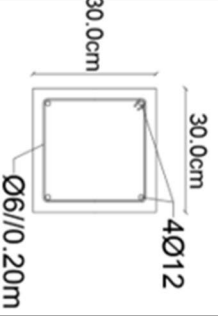
Quadro de Pilares - FRP (2 de 4)

FRP	P13, P14 e P21	P15 e P16	P17	P20	P22 e 23
Piso 2					
Piso 1					
Piso 0					
Piso 1					

Quadro de Pilares - FRP (3 de 4)

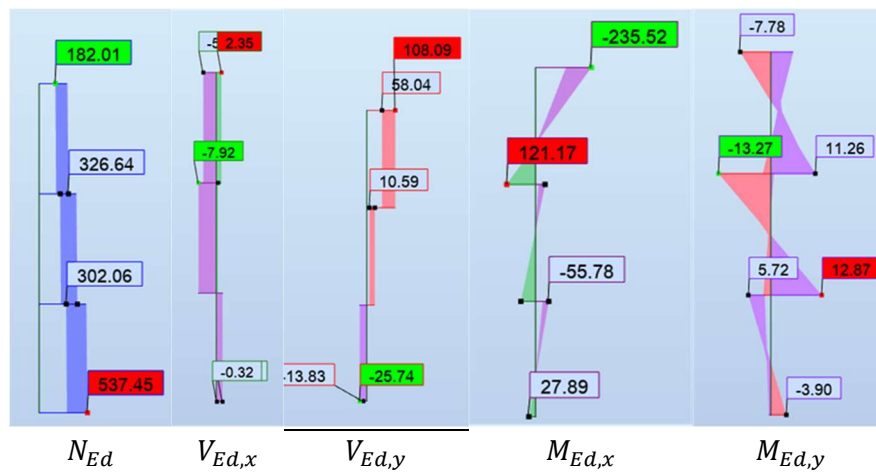
FRP	P24	P25	P26	P27	P28
Piso 2					
Piso 1					
Piso 0					
Piso -1					

Quadro de Pilares - FRP (4 de 4)

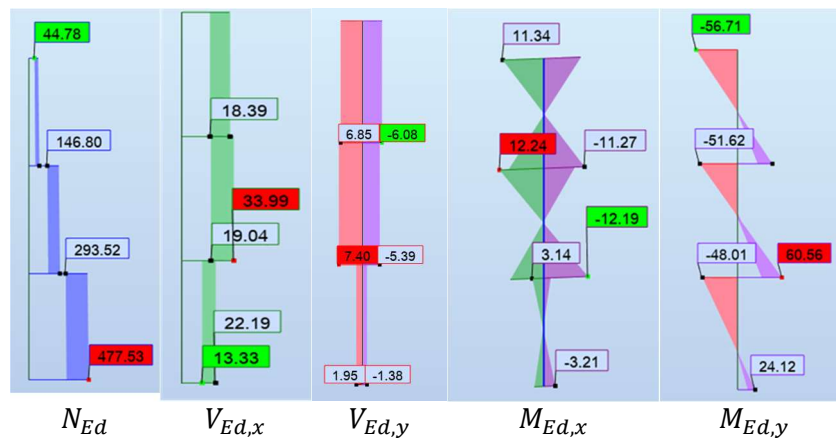
FRP	P29 até P35	P36, P37 e P40	P38	P39
Piso 2	 30.0cm 30.0cm NSM 20mm/1.4mm 1 laminados por ranhura Encamisamento com 3 camadas 4.0cm			
Piso 1		 30.0cm 30.0cm NSM 20mm/1.4mm 1 laminados por ranhura Encamisamento com 1 camada 4.0cm	 30.0cm Encamisamento com 3 camadas	 30.0cm NSM 20mm/1.4mm 2 laminados por ranhura Encamisamento com 4 camadas 4.0cm
Piso 0			 30.0cm 30.0cm NSM 20mm/1.4mm 1 laminados por ranhura Encamisamento com 3 camadas 4.0cm	 30.0cm NSM 20mm/1.4mm 1 laminados por ranhura Encamisamento com 1 camada 4.0cm
Piso -1		 30.0cm 30.0cm 4Ø12 Ø6//0.20m	 30.0cm 30.0cm 4Ø12 Ø6//0.20m	 30.0cm 30.0cm 4Ø12 Ø6//0.20m

Diagramas da envolvente de esforços atuantes nos pilares:

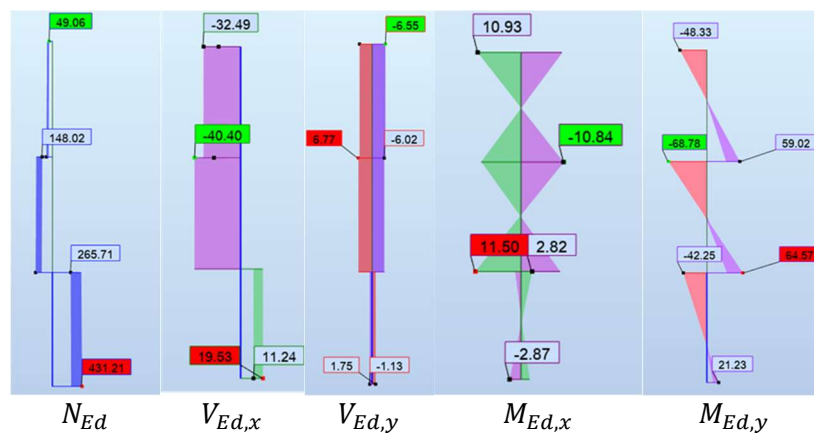
■ Pilar 1



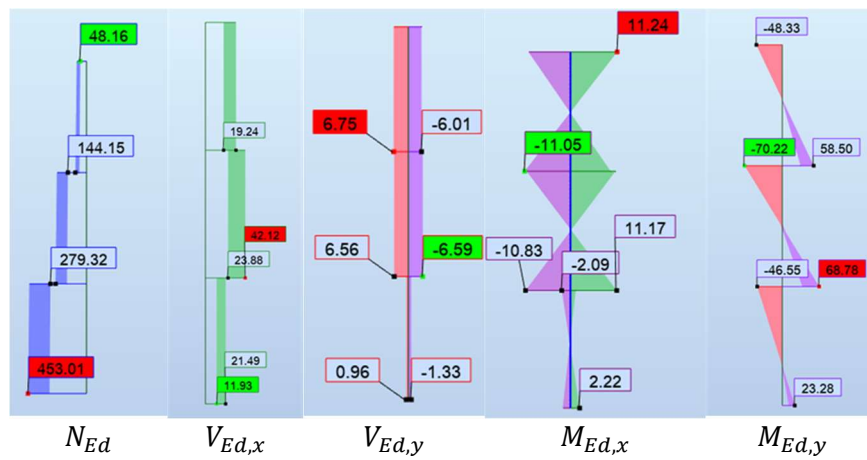
■ Pilar 2



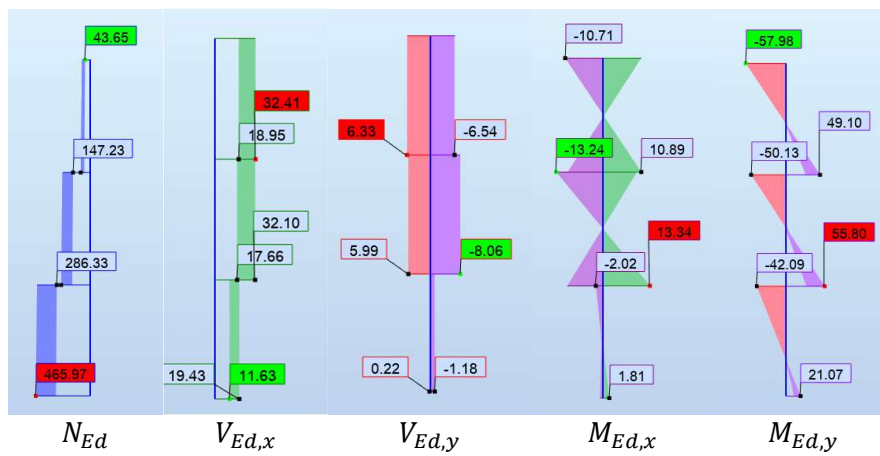
■ Pilar 3



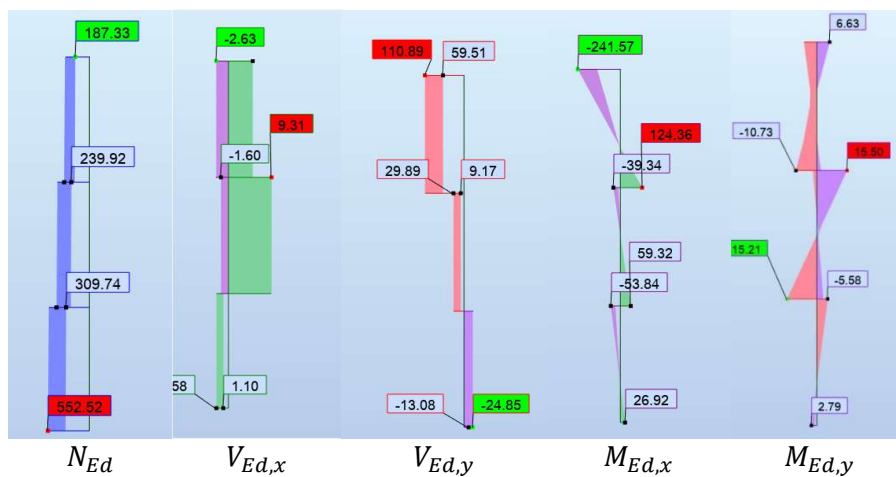
■ Pilar 4



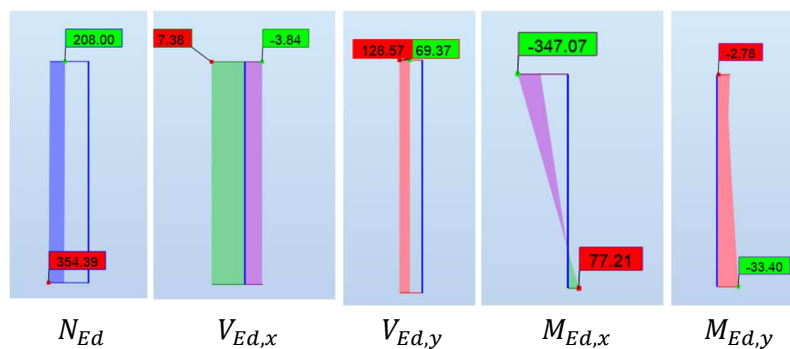
■ Pilar 5



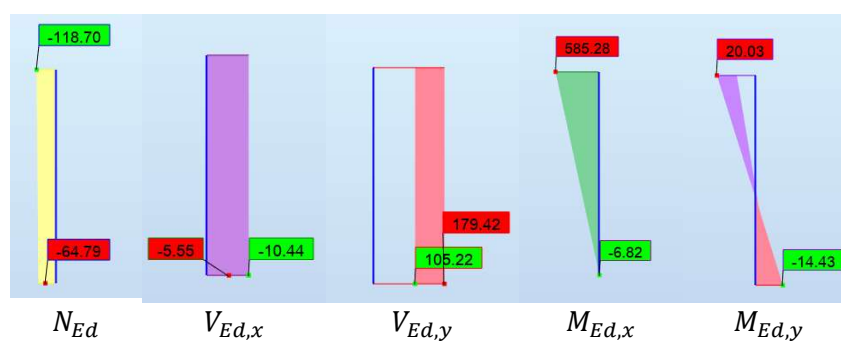
■ Pilar 6



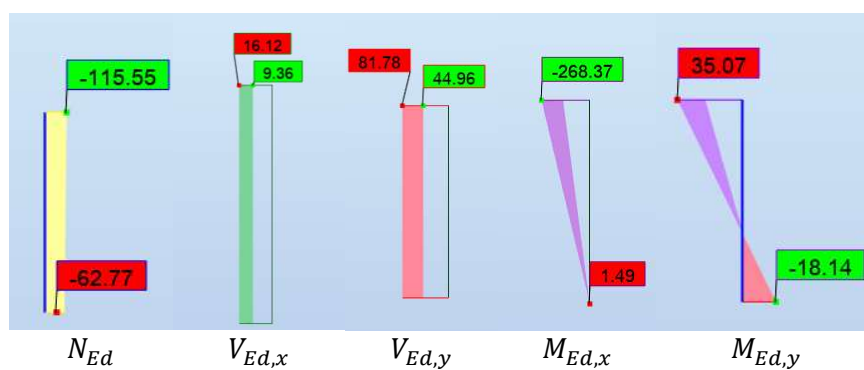
▪ Pilar 7



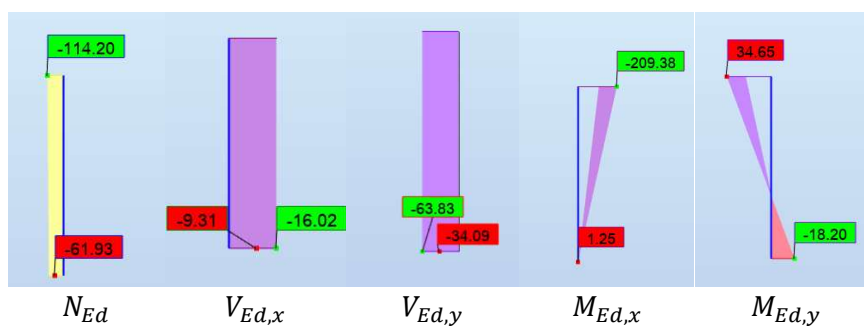
▪ Pilar 8



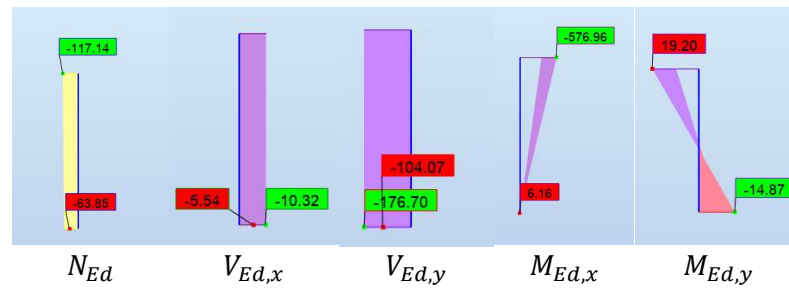
▪ Pilar 9



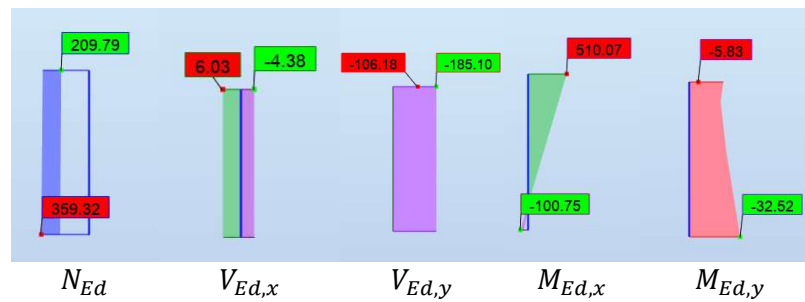
▪ Pilar 10



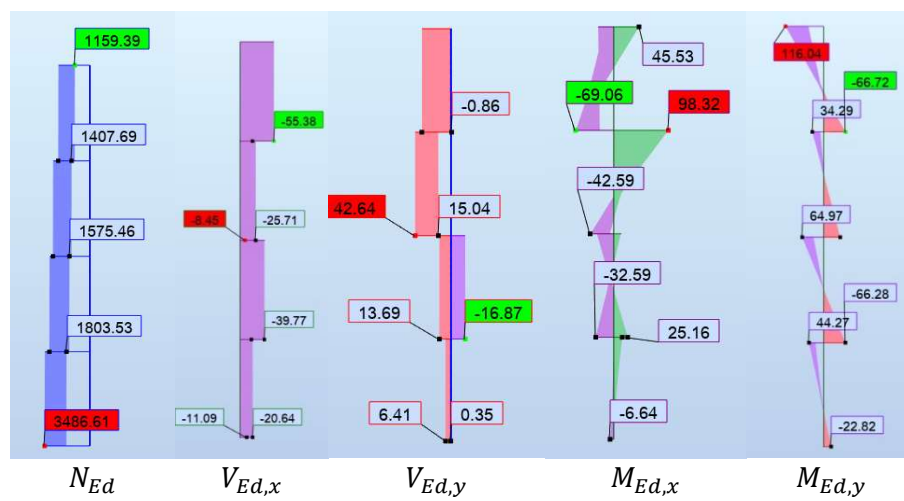
■ Pilar 11



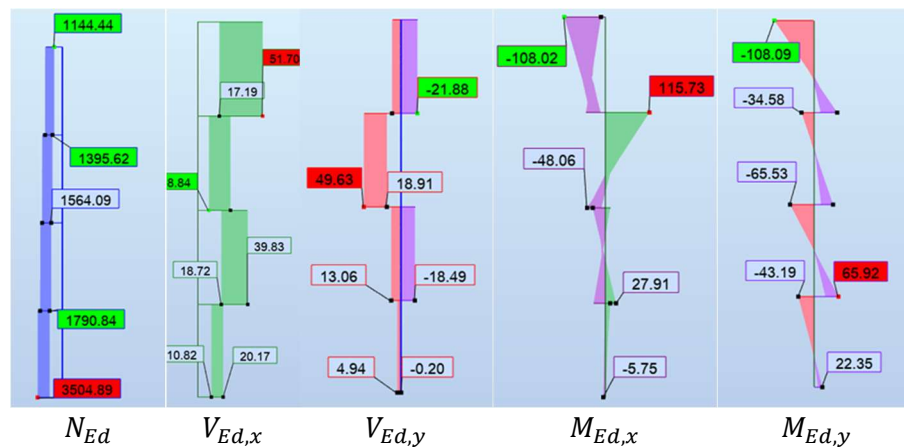
■ Pilar 12



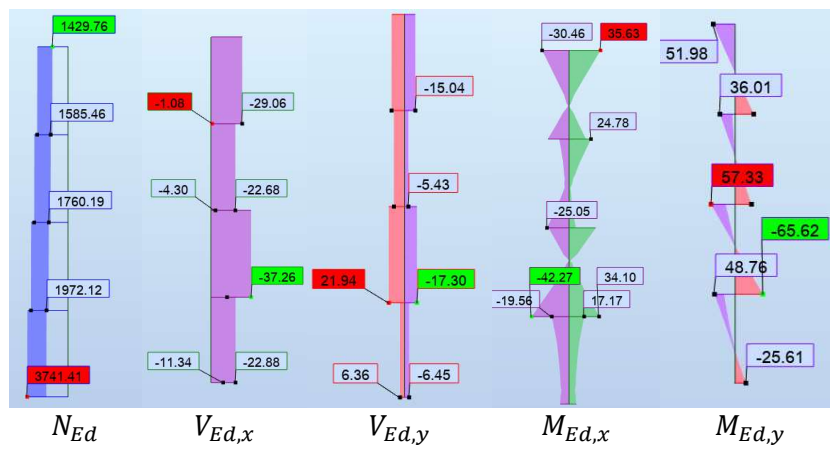
■ Pilar 13



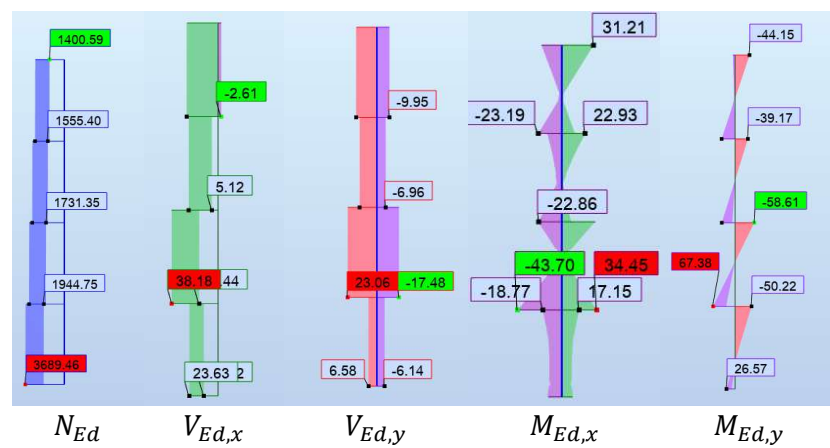
■ Pilar 14



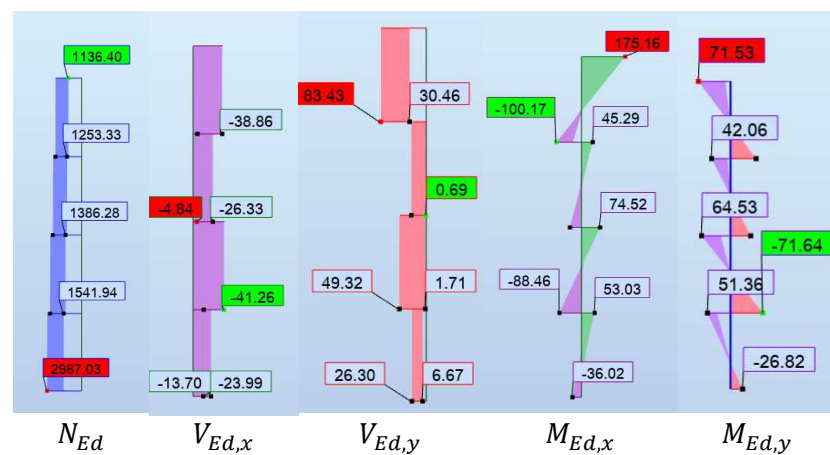
■ Pilar 15



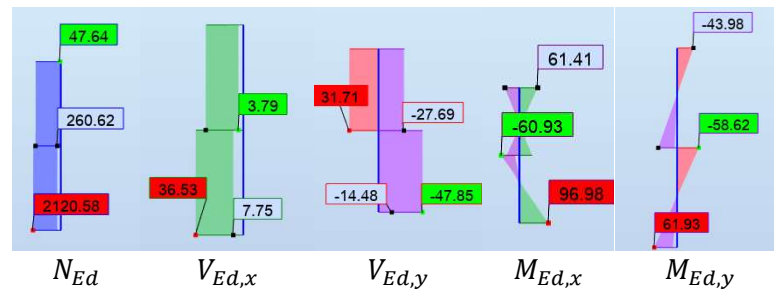
■ Pilar 16



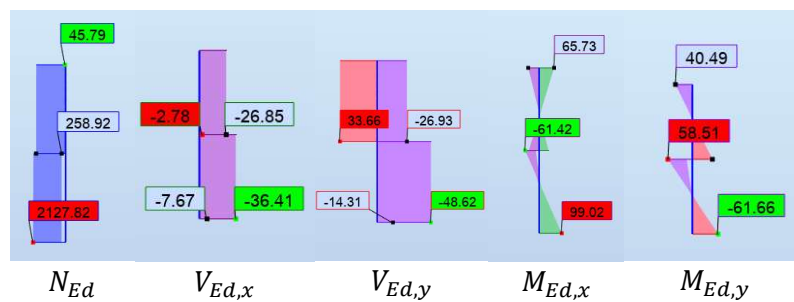
■ Pilar 17



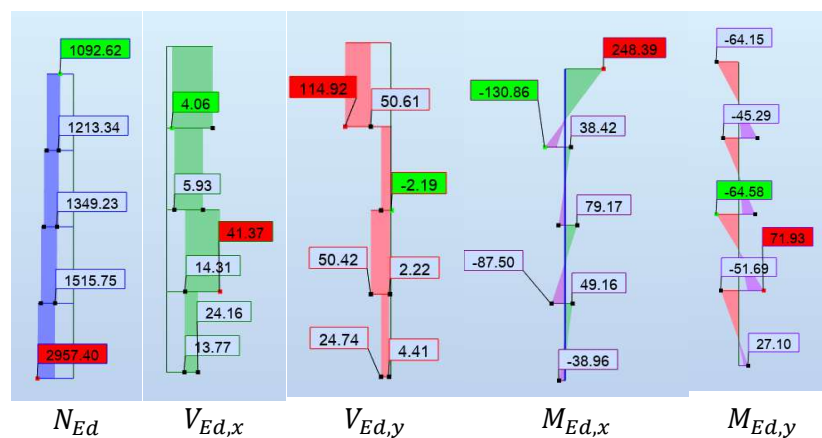
■ Pilar 18



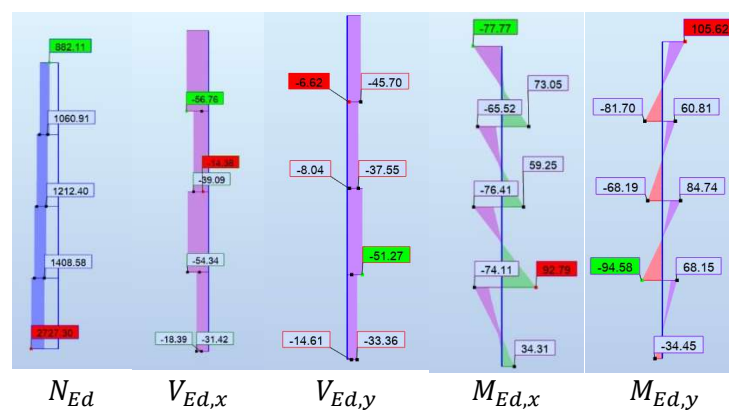
■ Pilar 19



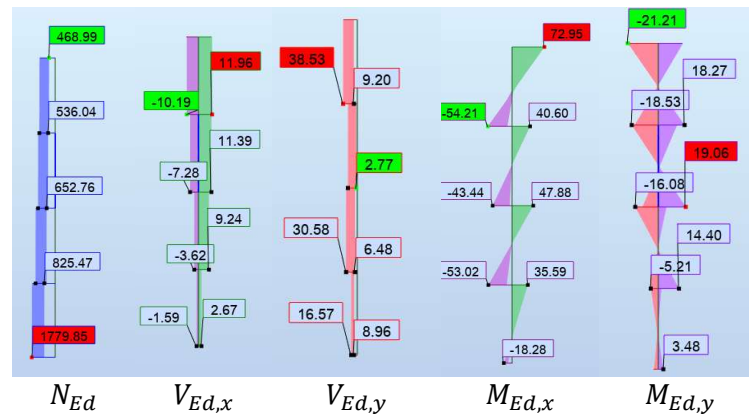
■ Pilar 20



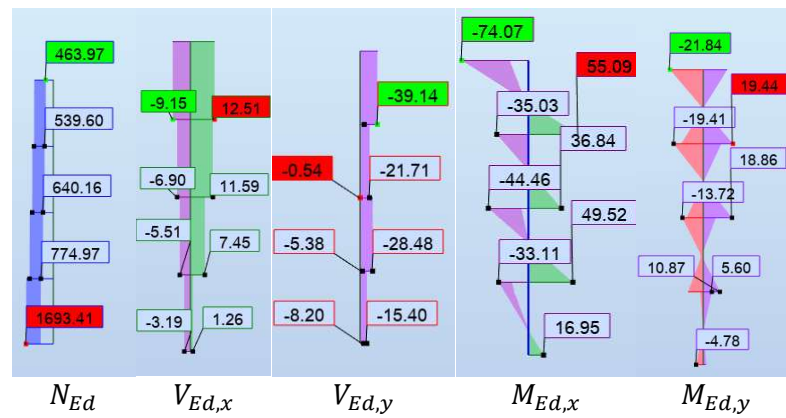
■ Pilar 21



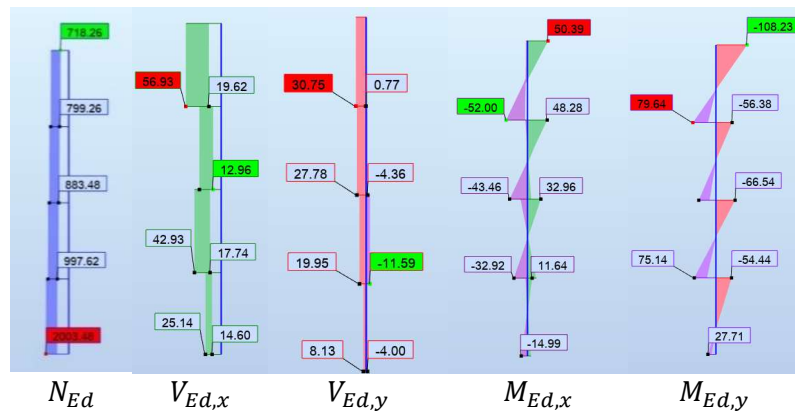
■ Pilar 22



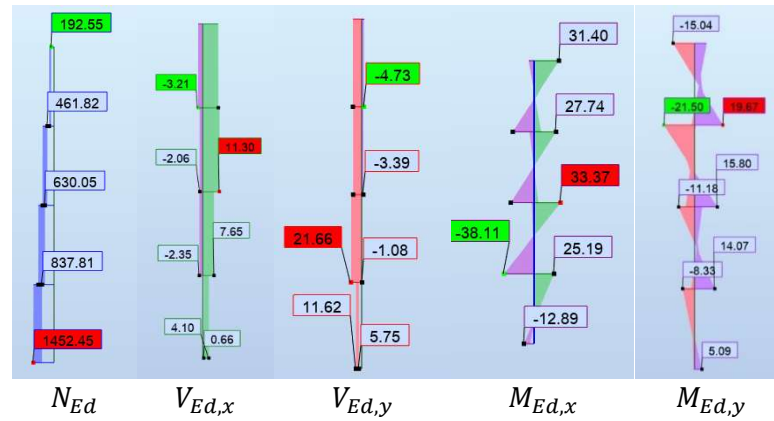
■ Pilar 23



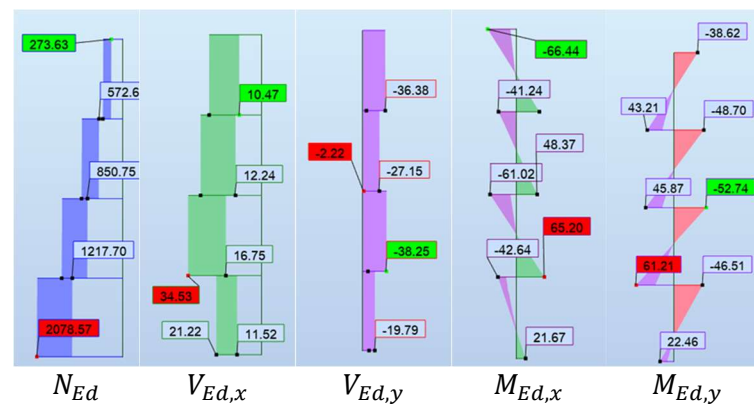
■ Pilar 24



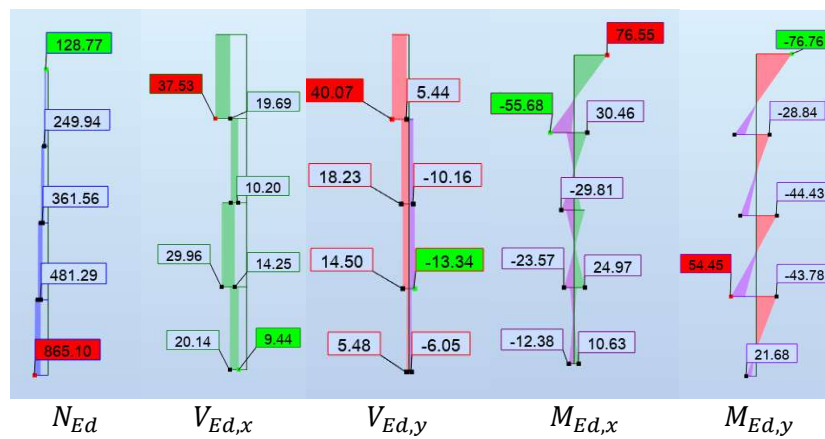
■ Pilar 25



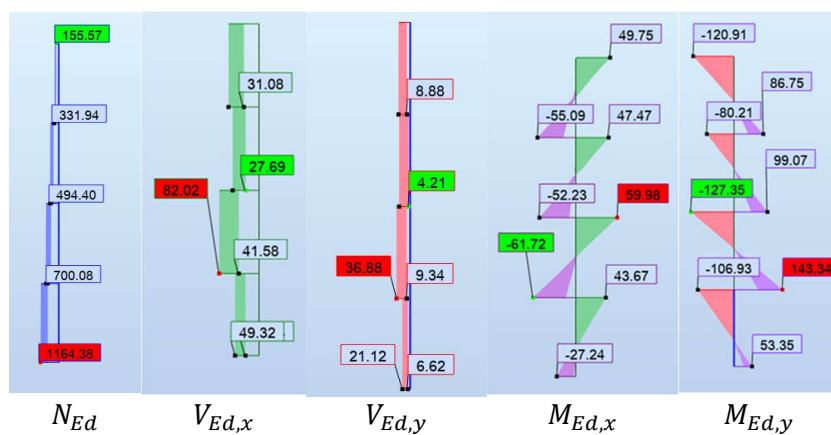
■ Pilar 26



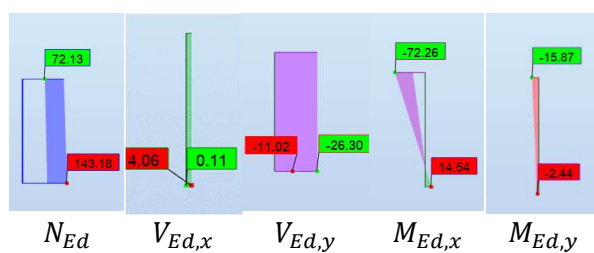
■ Pilar 27



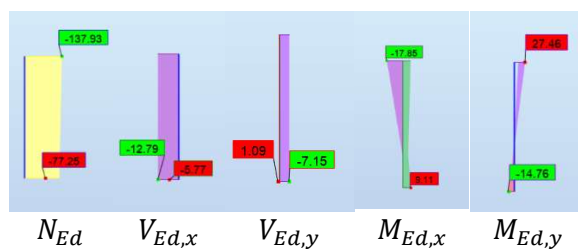
■ Pilar 28



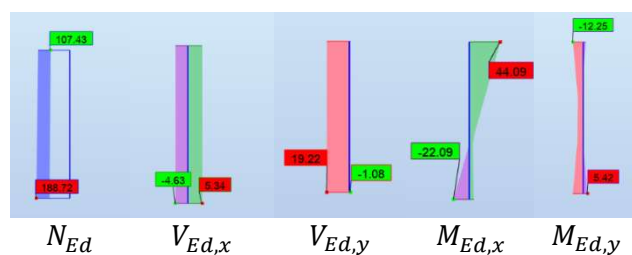
■ Pilar 29



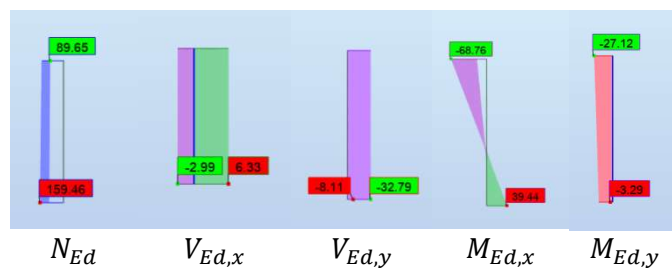
■ Pilar 30



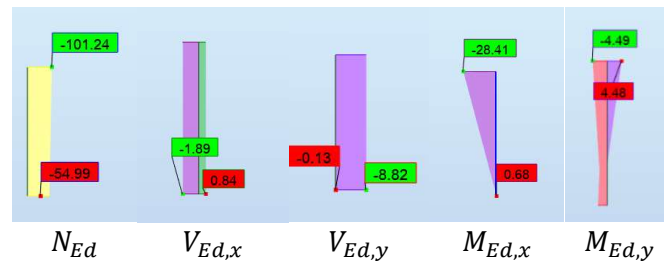
■ Pilar 31



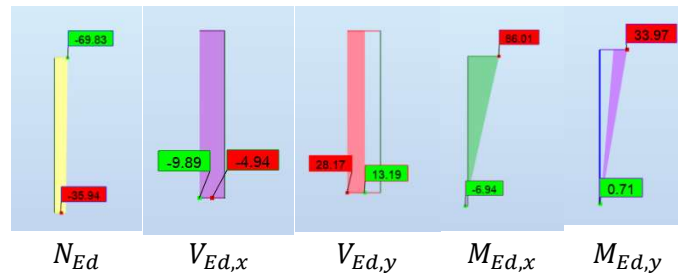
■ Pilar 32



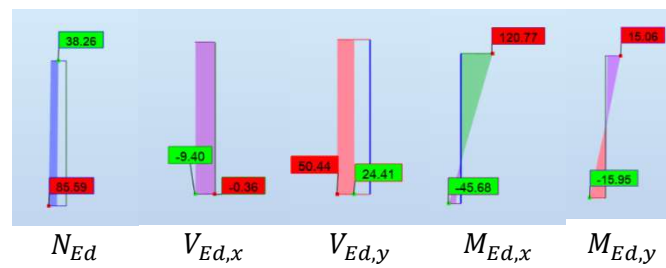
■ Pilar 33



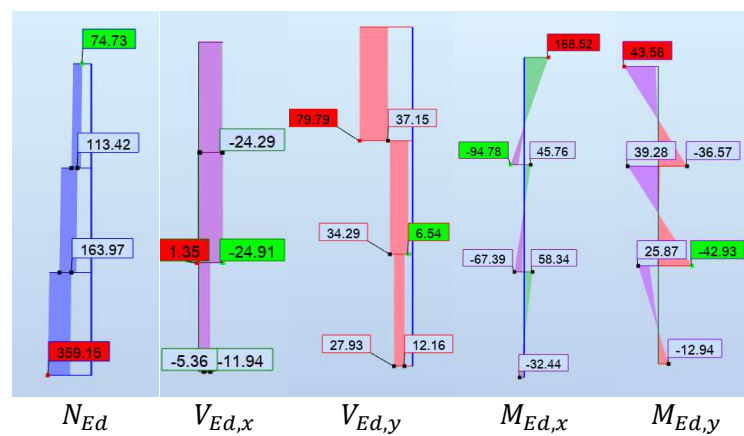
■ Pilar 34



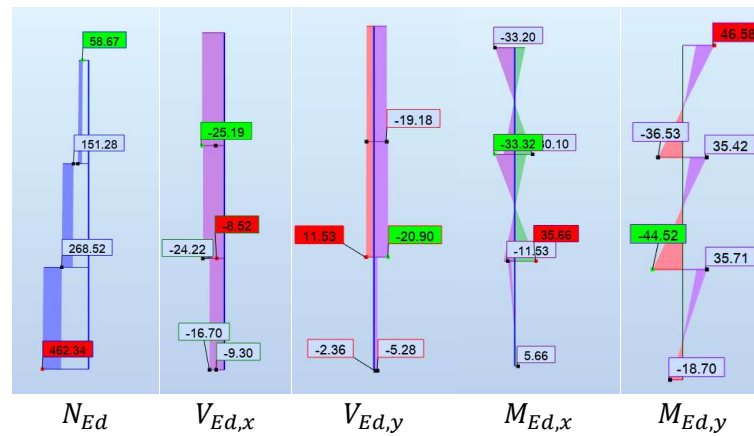
■ Pilar 35



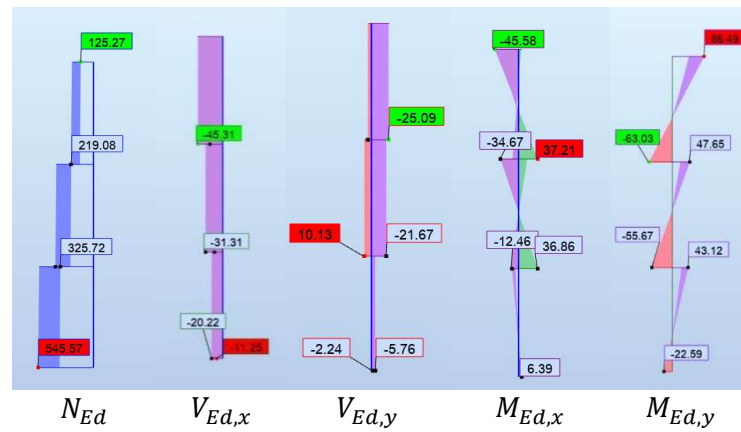
■ Pilar 36



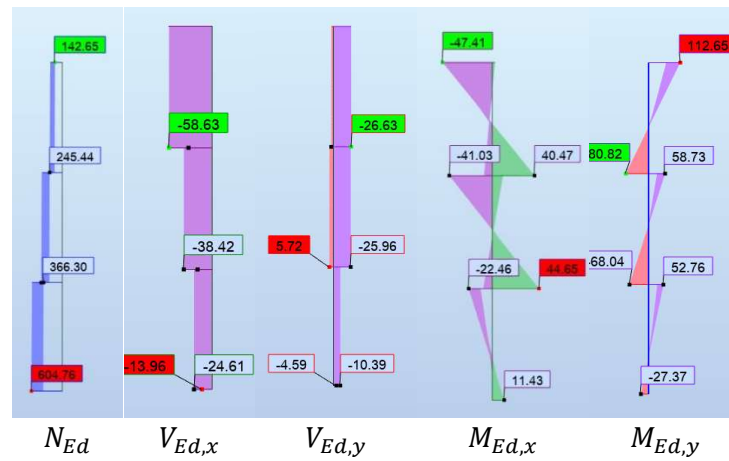
■ Pilar 37



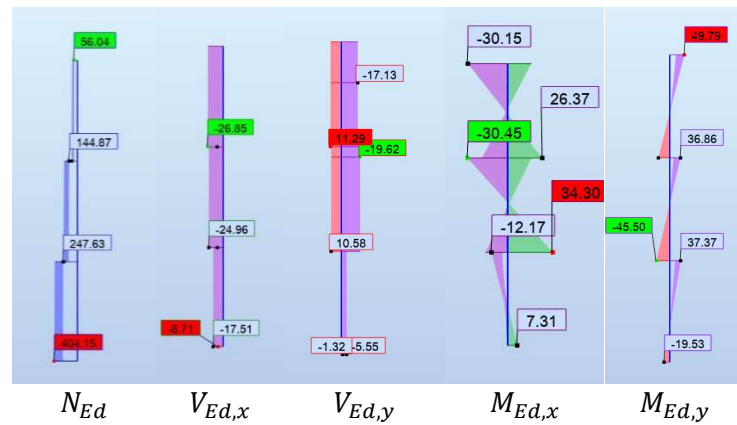
■ Pilar 38



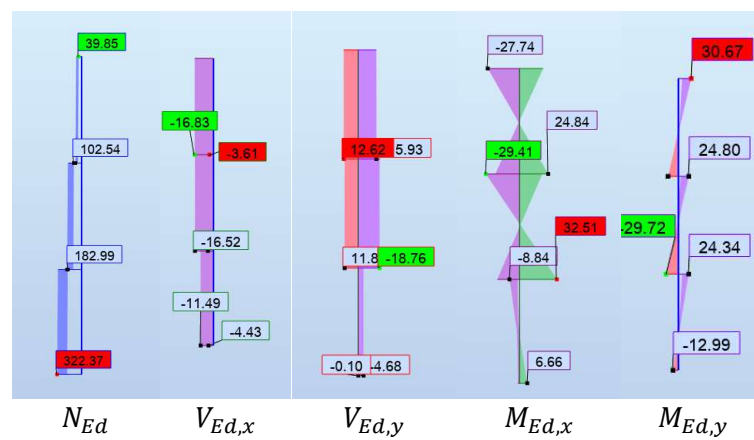
■ Pilar 39



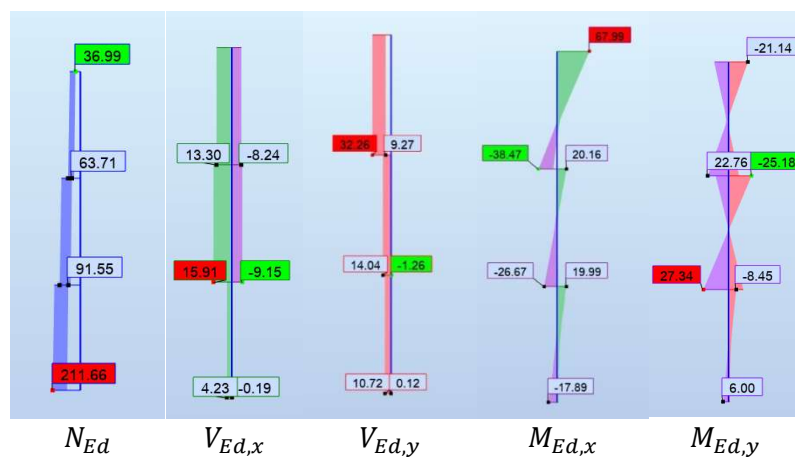
■ Pilar 40



■ Pilar 41



■ Pilar 42



A5

DIMENSIONAMENTO DE REFORÇO PARA VIGAS

Materiais utilizados no reforço de vigas

Neste anexo serão apresentados os diagramas das vigas para os quais foi dimensionado o reforço e são apresentados os resultados obtidos.

Nos reforços com betão armado, foi utilizado um betão de classe C30/37 e um aço de classe S500. Nos reforços com aço utilizou-se em todos os casos um aço S355.

Nos reforços com FRP, foram utilizadas mantas e laminados. No reforço dimensionado para as vigas B 60x50, foi utilizada uma manta com maior módulo de elasticidade comparativamente à manta empregue nos outros reforços. A manta utilizada nas vigas B 60x50 corresponde às propriedades da Manta 2. Nos restantes casos, foi utilizada a Manta 1.

Propriedades da Manta 1:

- $E_f = 240 \text{ GPa}$;
- $f_{fk} = 4300 \text{ MPa}$;
- $\varepsilon_f = 1.7\%$;

Propriedades da Manta 2:

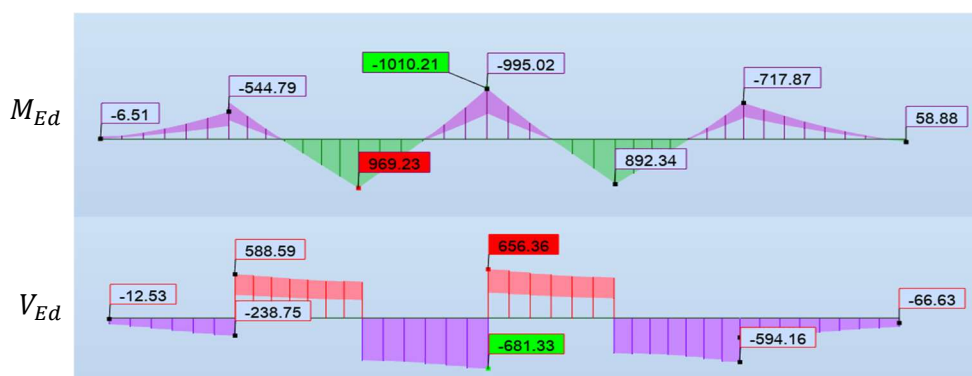
- $E_f = 640 \text{ GPa}$;
- $f_{fk} = 2600 \text{ MPa}$;
- $\varepsilon_f = 0.4\%$;

Propriedades do laminado:

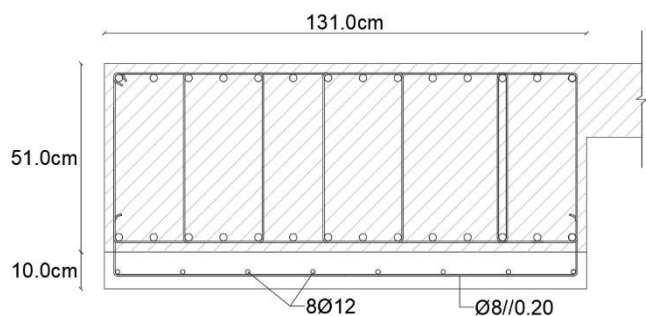
- $E_f = 170 \text{ GPa}$;
- $f_{fk} = 2800 \text{ MPa}$;
- $\varepsilon_f = 1.6\%$;

Vigas do tipo B 131x51

Diagramas da envolvente de momentos fletores e esforços transversos das vigas do tipo B 131x51:



Betão: reforço apenas no vão

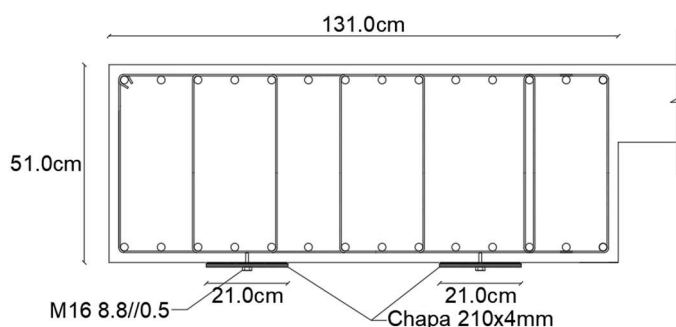


$$V_{Rd} = 2325.8 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,apoio} = -1002.2 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,vão} = 1012.0 \text{ kNm}$$

Aço: reforço apenas no vão

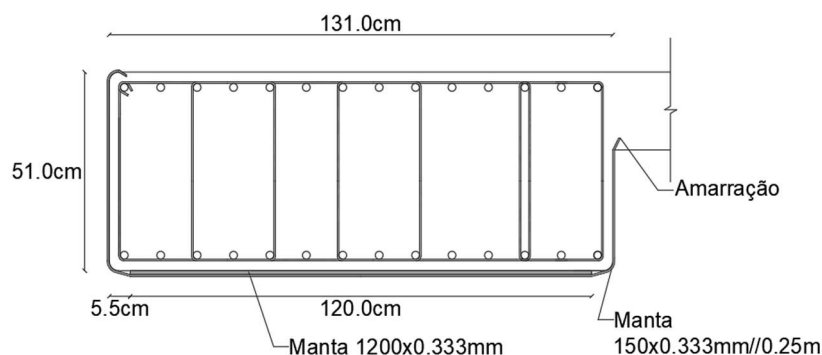


$$V_{Rd} = 2325.8 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,apoio} = 830.1 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,vão} = 1065.8 \text{ kNm}$$

FRP: reforço apenas no vão



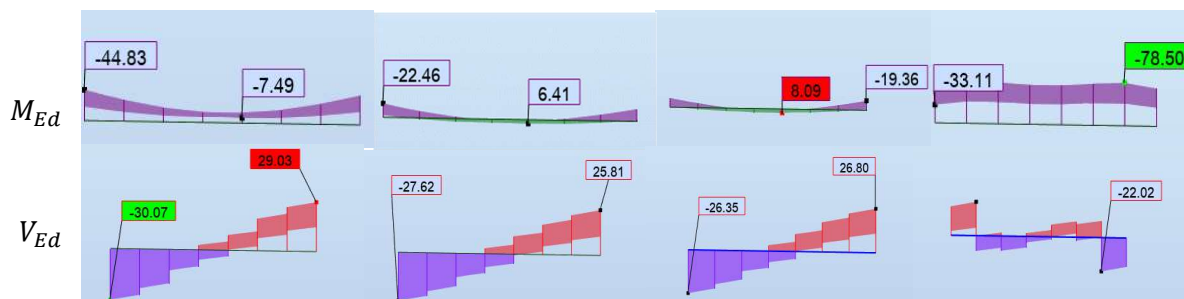
$$V_{Rd} = 1779.3 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,apoio} = 830.1 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,vão} = 1062.9 \text{ kNm}$$

Vigas do tipo B 20x100

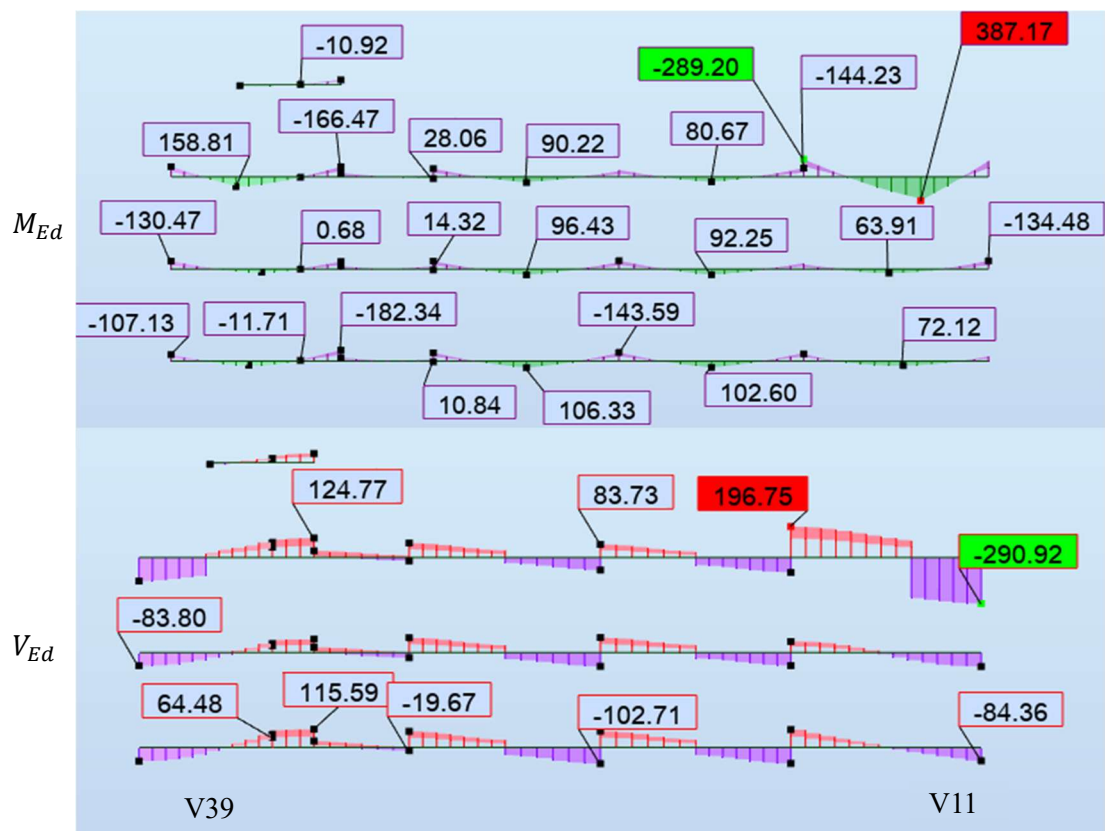
Não foi necessário reforçar as vigas deste tipo.



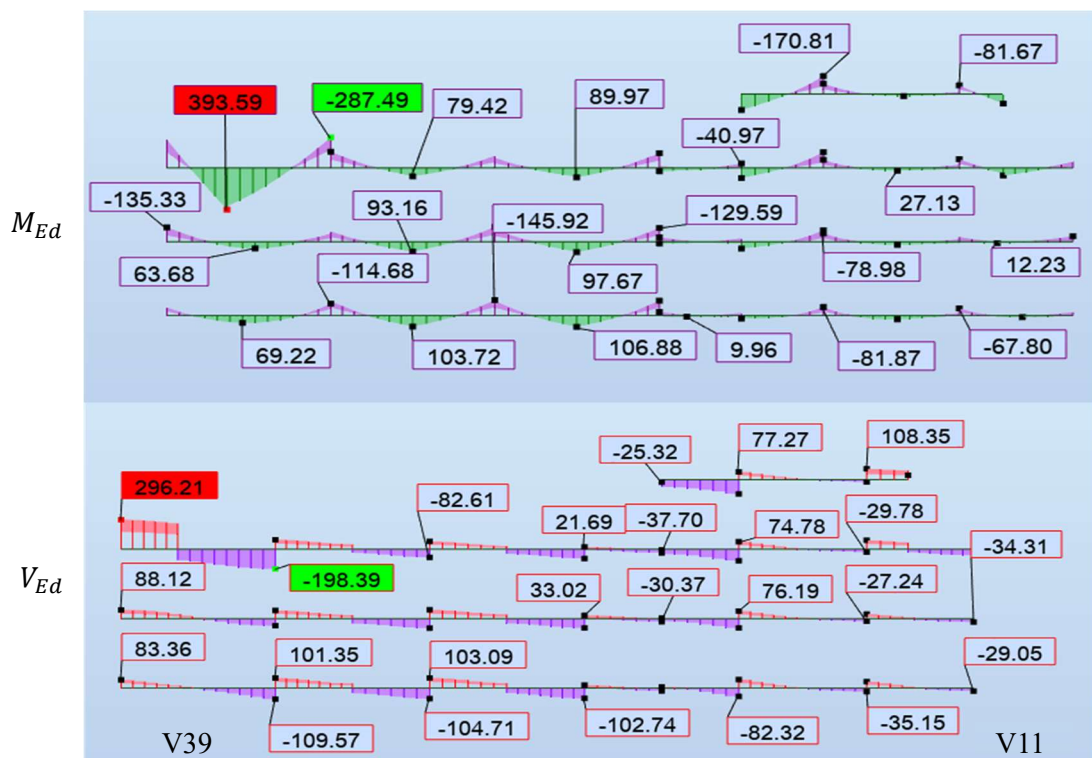
Vigas do tipo B 25x50

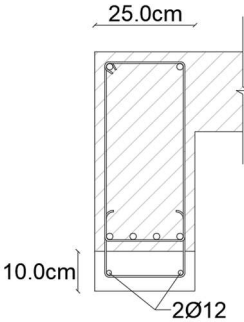
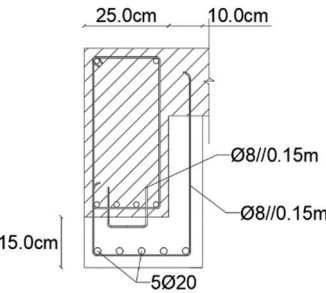
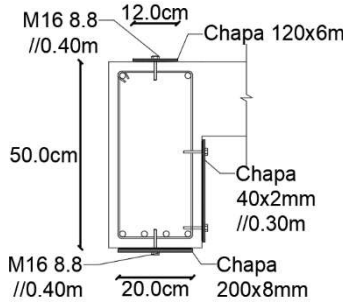
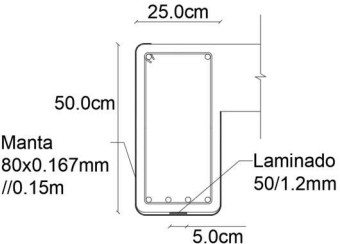
Uma vez que existe uma diferença de esforços significativa nas vigas deste tipo, foram dimensionadas duas opções de reforço.

Diagramas da envolvente de momentos fletores e esforços transversos das vigas do tipo B 25x50 do alinhamento A:



Diagramas da envolvente de momentos fletores e esforços transversos das vigas do tipo B 25x50 do alinhamento F:

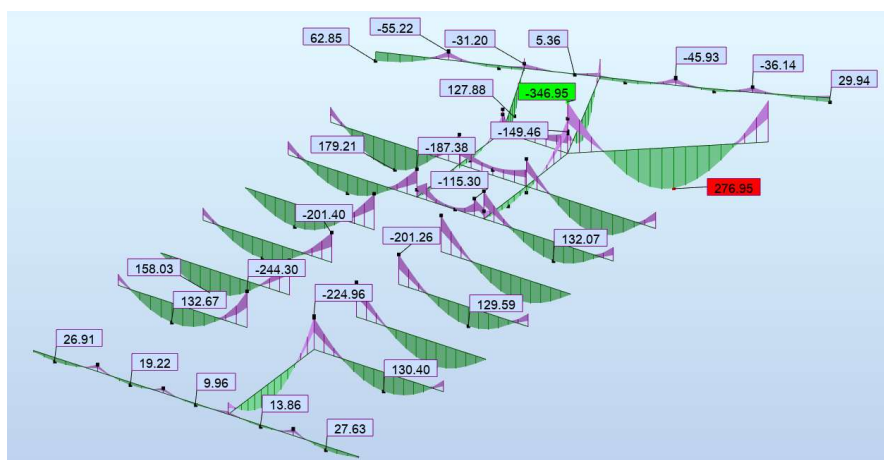


Opção 1	Opção 2
Betão:  $V_{Rd} = 240.1 \text{ kN}$ $M_{Rd,apoio} = -180.5 \text{ kNm}$ $M_{Rd,vão} = 193.7 \text{ kNm}$	Betão:  $V_{Rd} = 383.3 \text{ kN}$ $M_{Rd,apoio} = -202.9 \text{ kNm}$ $M_{Rd,vão} = 479.9 \text{ kNm}$
Aço: reforço no vão  $V_{Rd} = 240.1 \text{ kN}$ $M_{Rd,apoio} = -149.1 \text{ kNm}$ $M_{Rd,vão} = 179.8 \text{ kNm}$	Aço: reforço igual no vão e no apoio  $V_{Rd} = 311.4 \text{ kN}$ $M_{Rd,apoio} = -292.8 \text{ kNm}$ $M_{Rd,vão} = 395.7 \text{ kNm}$
FRP: reforço no vão  $V_{Rd} = 288.8 \text{ kN}$ $M_{Rd,apoio} = -149.1 \text{ kNm}$ $M_{Rd,vão} = 180.8 \text{ kNm}$	Não foi dimensionado o reforço para este caso com FRP porque o betão não tem capacidade de resistência à compressão suficiente.

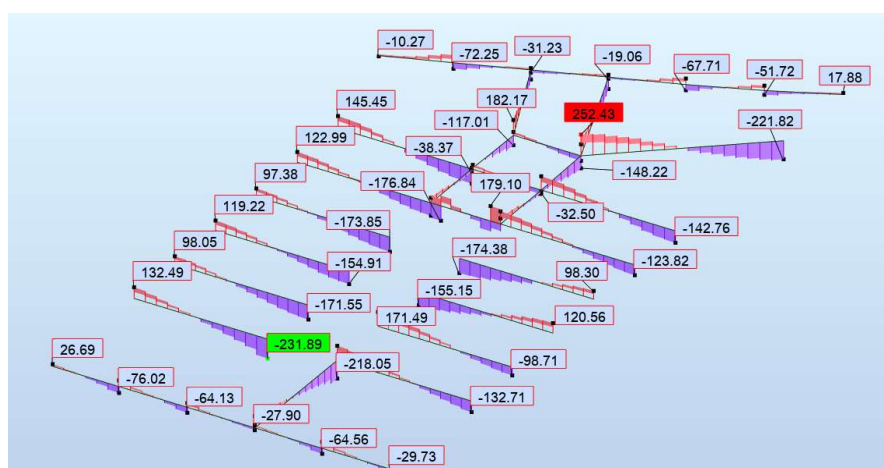
Vigas do tipo B 30x50

Diagramas da envolvente de momentos fletores e esforços transversos das vigas do tipo B 30x50 do piso 0:

M_{Ed}

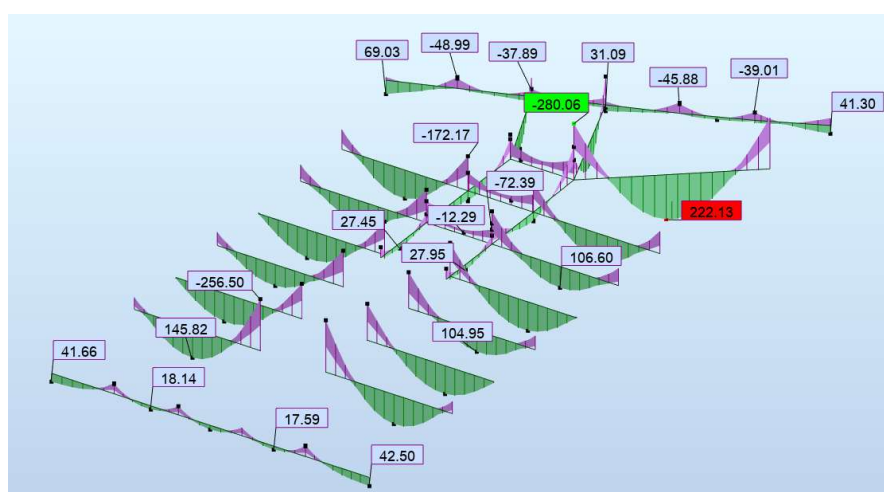


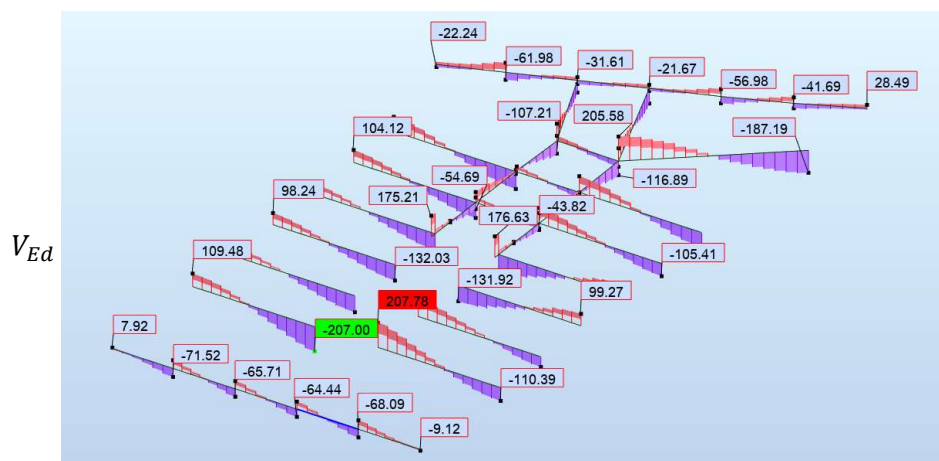
V_{Ed}



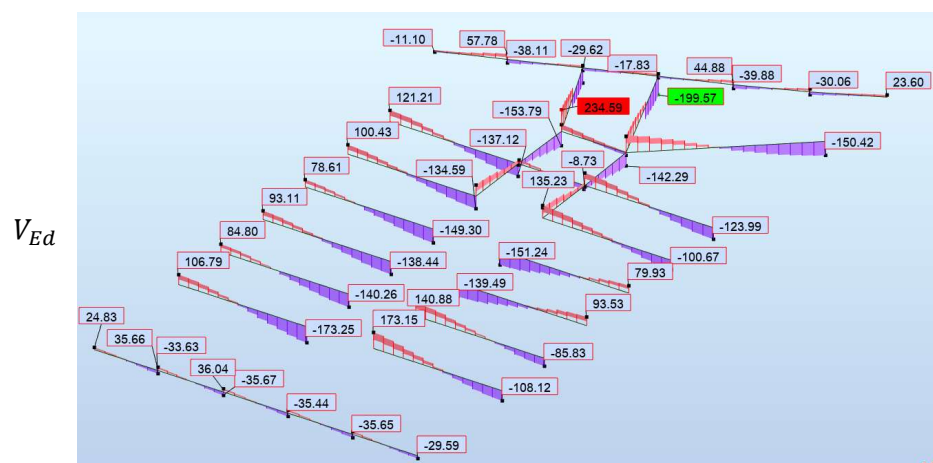
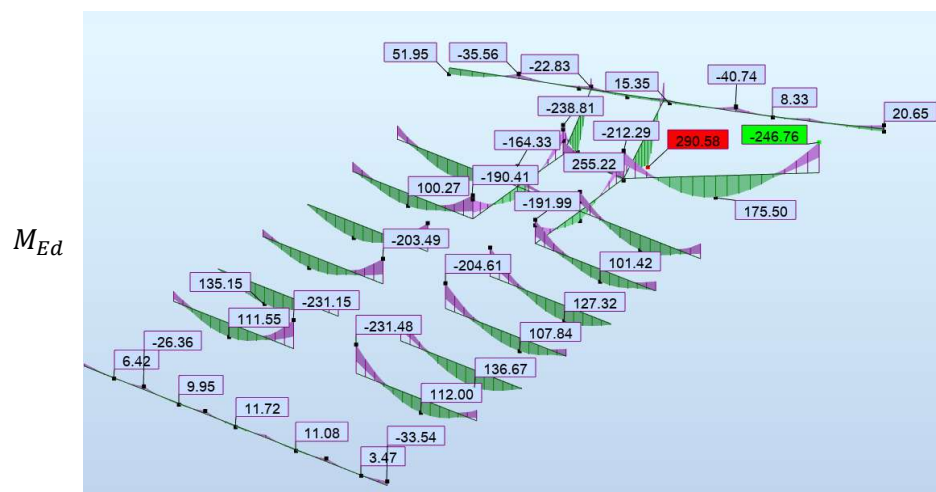
Diagramas da envolvente de momentos fletores e esforços transversos das vigas do tipo B 30x50 do piso 1:

M_{Ed}

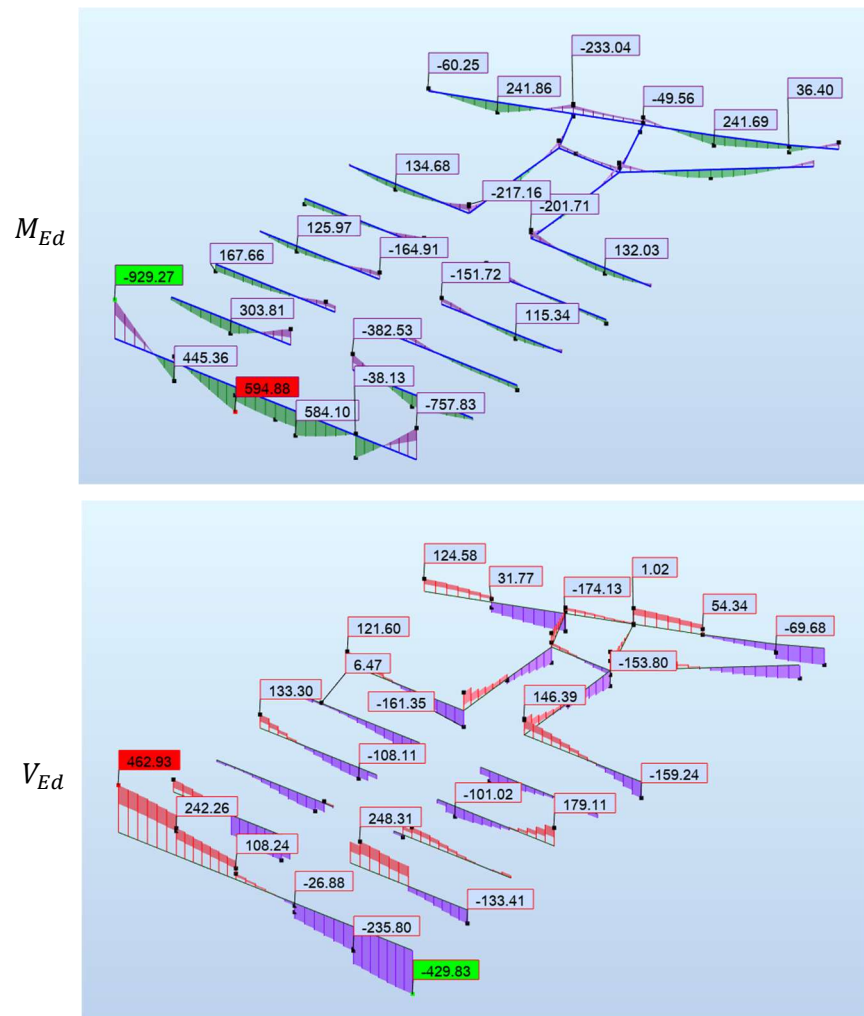




Diagramas da envolvente de momentos fletores e esforços transversos das vigas do tipo B 30x50 do piso 2:

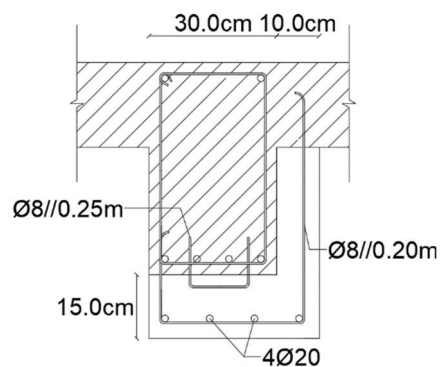


Diagramas da envolvente de momentos fletores e esforços transversos das vigas do tipo B 30x50 do piso 3:



Opção 1

Betão: reforço igual no vão e no apoio

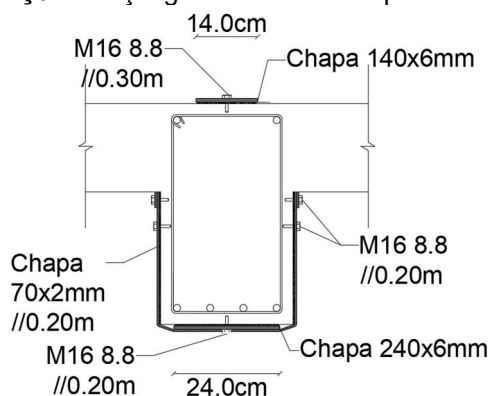


$$V_{Rd} = 287.6 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,apoio} = -204.42 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,vão} = 432.1 \text{ kNm}$$

Aço: reforço igual no vão e no apoio



$$V_{Rd} = 366.1 \text{ kN}$$

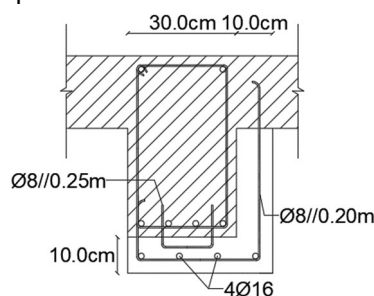
$$M_{Rd,apoio} = 384.76 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,vão} = 310.9 \text{ kNm}$$

Não foi dimensionado o reforço para este caso com FRP porque o betão não tem capacidade de resistência à compressão suficiente.

Opção 2

Betão: reforço igual no vão e no apoio



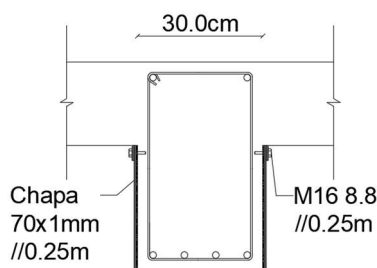
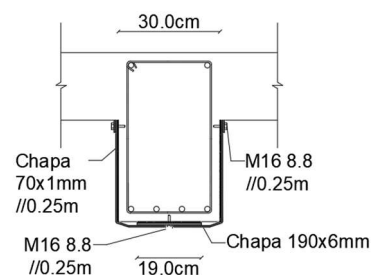
$$V_{Rd} = 278.8 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,apoio} = -186.9 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,vão} = 321.1 \text{ kNm}$$

Aço: reforço no vão

reforço no apoio



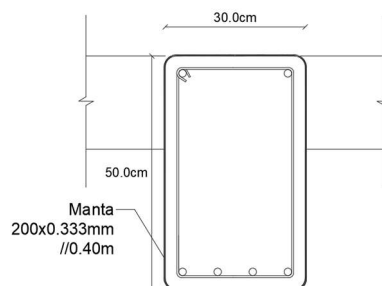
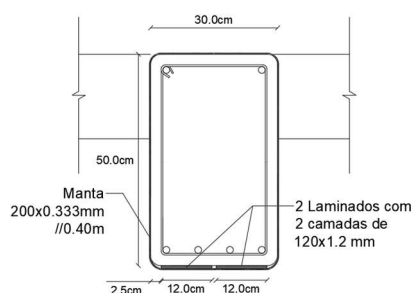
$$V_{Rd} = 254.7 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,apoio} = -151.9 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,vão} = 303.5 \text{ kNm}$$

FRP: reforço no vão

reforço no apoio



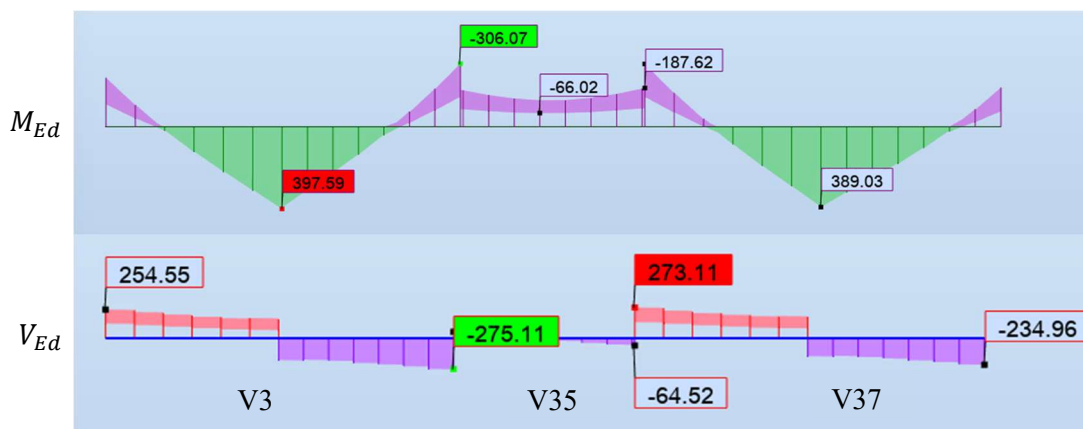
$$V_{Rd} = 327.0 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,apoio} = -151.9 \text{ kNm}$$

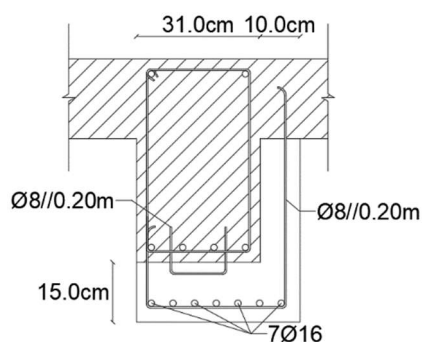
$$M_{Rd,vão} = 315.3 \text{ kNm}$$

Vigas do tipo B 31x51

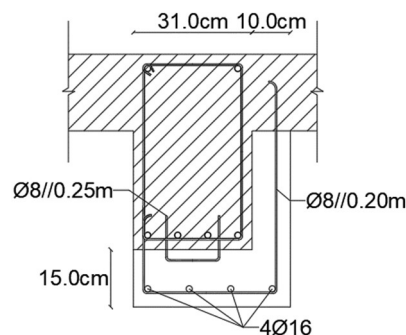
Diagramas da envolvente de momentos fletores e esforços transversos das vigas do tipo B 31x51:



Betão: reforço no vão



reforço no apoio

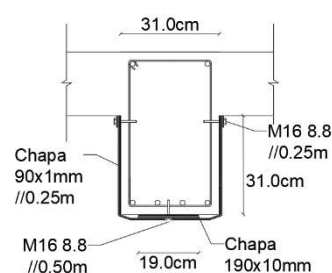


$$V_{Rd} = 293.2 \text{ kN}$$

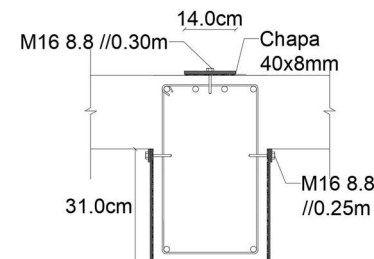
$$M_{Rd,apoio} = 208.2 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,vão} = 473.5 \text{ kNm}$$

Aço: reforço no vão



reforço no apoio



$$V_{Rd} = 281.9 \text{ kN}$$

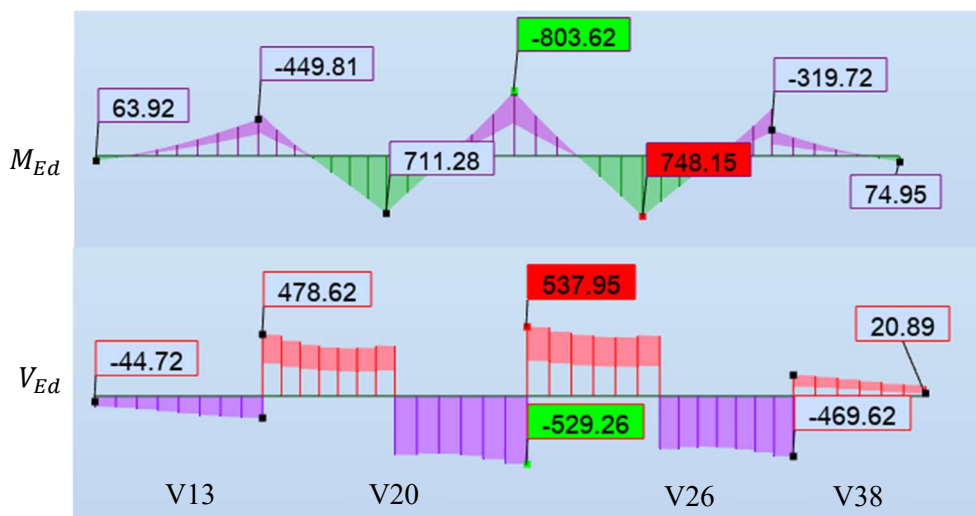
$$M_{Rd,apoio} = 309.1 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,vão} = 398.9 \text{ kNm}$$

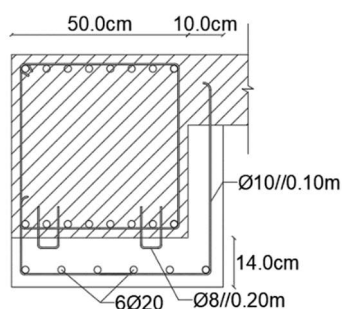
Não foi dimensionado reforço para estas vigas com FRP porque a técnica EBR não é adequada ($\eta_M = 2.5$), e porque pela técnica de NSM não seria possível colocar laminados do tipo considerado suficientes para conferir à viga a resistência necessária.

Vigas do tipo B 50x52

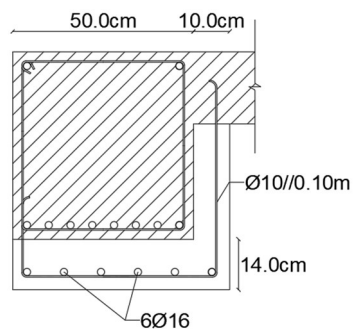
Diagramas da envolvente de momentos fletores e esforços transversos das vigas do tipo B 60x50:



Betão: reforço no vão



reforço no apoio

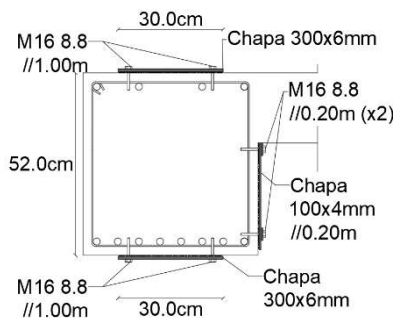


$$V_{Rd} = 555.6 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,apoio} = 613.5 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,vão} = 840.5 \text{ kNm}$$

Aço: reforço igual no vão e no apoio



$$V_{Rd} = 540.6 \text{ kN}$$

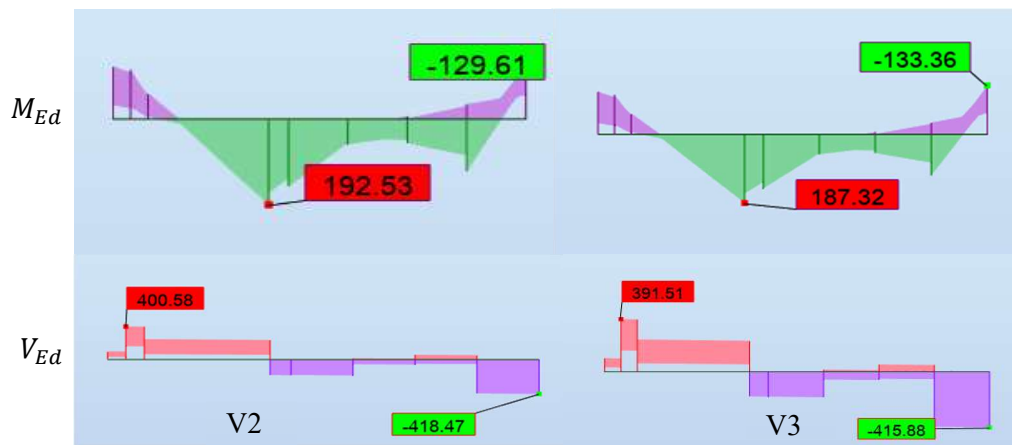
$$M_{Rd,apoio} = 805.5 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,vão} = 805.5 \text{ kNm}$$

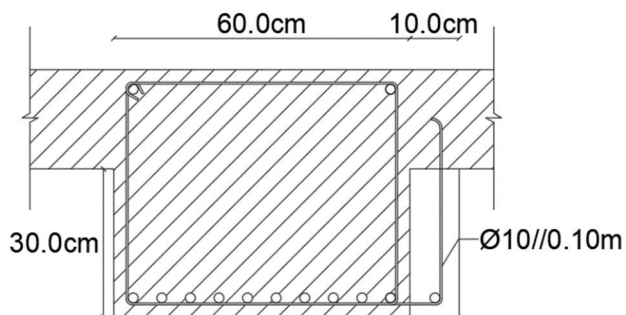
Não foi dimensionado o reforço para este caso com FRP porque o betão não tem capacidade de resistência à compressão suficiente.

Vigas do tipo B 60x50

Diagramas da envolvente de momentos fletores e esforços transversos das vigas do tipo B 60x50:



Betão: reforço igual no vão e no apoio

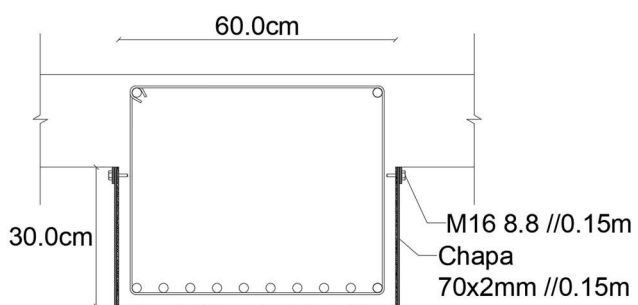


$$V_{Rd} = 457.8 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,apoio} = \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,vão} = \text{ kNm}$$

Aço: reforço igual no vão e no apoio

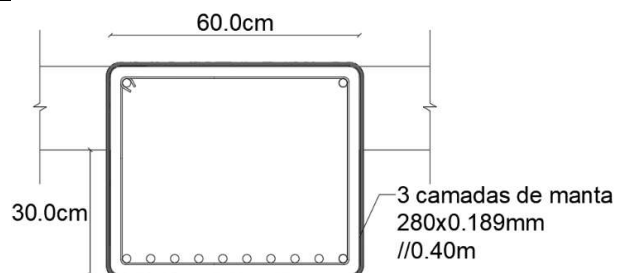


$$V_{Rd} = 447.6 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,apoio} = 540.3 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,vão} = 540.3 \text{ kNm}$$

FRP: reforço igual no vão e no apoio



$$V_{Rd} = 427.9 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,apoio} = 540.3 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,vão} = 540.3 \text{ kNm}$$