



# **Projeto Estrutural de um Edifício Habitacional em Lisboa**

Versão final após defesa

**Jonathan Asth Yamaguchi**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em  
**Engenharia Civil**  
(mestrado integrado)

Orientador: Prof. Doutor Jorge Miguel de Almeida Andrade.

**julho de 2024**

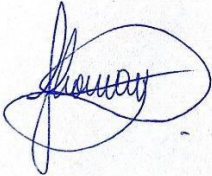
**Folha em branco**

## **Declaração de Integridade**

Eu, Jonathan Asth Yamaguchi, que abaixo assino, estudante com o número de inscrição 38692 de Engenharia Civil da Universidade da Beira Interior, declaro ter desenvolvido o presente trabalho e elaborado o presente texto em total consonância com o **Código de Integridades da Universidade da Beira Interior**.

Mais concretamente afirmo não ter incorrido em qualquer das variedades de Fraude Académica, e que aqui declaro conhecer, que em particular atendi à exigida referenciação de frases, extratos, imagens e outras formas de trabalho intelectual, e assumindo assim na íntegra as responsabilidades da autoria.

Universidade da Beira Interior, Covilhã 30 /07 /2024





# Agradecimentos

Gostaria de expressar minha profunda gratidão às pessoas que foram fundamentais para a realização desta dissertação de mestrado e conclusão de curso.

Primeiramente, agradeço a Deus por me conceder a força, sabedoria e saúde para superar os desafios deste percurso. Sem Sua graça e bênçãos, esta conquista não teria sido possível.

Agradeço também à minha esposa, Giovanna, por seu amor, paciência e apoio incondicional ao longo deste desafiador percurso. Sua compreensão nos momentos de ausência, suas palavras encorajadoras e seu companheirismo foram essenciais para que eu pudesse manter o foco e a determinação necessários para concluir este trabalho. Sem ela ao meu lado, esta conquista não teria sido possível.

Aos meus pais, Edvania e Paulo, meu mais sincero obrigado. Vocês me proporcionaram a base sólida e os valores que me guiaram até aqui. Sua confiança em meu potencial, o incentivo constante e o exemplo de perseverança e dedicação foram a força motriz para que eu pudesse alcançar este objetivo. Suas palavras de sabedoria e apoio foram cruciais em cada etapa do caminho, e sou eternamente grato por tudo o que fizeram por mim.

Este trabalho é tanto de vocês quanto meu. Obrigado por acreditarem em mim e por serem as minhas maiores fontes de inspiração.

Gostaria também de expressar minha sincera gratidão ao meu professor orientador, Jorge Andrade, cuja orientação, conhecimento e paciência foram inestimáveis ao longo deste processo.



## **Resumo**

O presente trabalho tem como objetivo realizar um projeto estrutural para um edifício habitacional de betão armado, localizado em Carnaxide, Lisboa. Explicando passo a passo desde implementação da solução estrutural na arquitetura até o pré-dimensionamento e dimensionamento da estrutura, utilizando a ferramenta de cálculo automático TRICALC.

O Projeto de estabilidade seguiu as indicações dos Eurocódigos 0, 1, 2 e 8 sendo essencial para as escolhas de parâmetros introduzidos no software. Após obter os resultados, foi feito de forma expedita o cálculo manual de algumas peças para se ter uma comparação do resultado obtido.

Neste trabalho foram aplicados os conhecimentos adquiridos no curso de Engenharia Civil.

## **Palavras-chave**

Projeto de um edifício habitacional; Projeto estrutural; TRICALC; Betão Armado.



# **Abstract**

The present work aims to carry out a structural project for a reinforced concrete residential building, located in Carnaxide, Lisbon. It explains step by step from the implementation of the structural solution in the architecture to the pre design and design of the structure, using the TRICALC automatic calculation tool.

The stability project followed the guidelines of Eurocodes 0, 1, 2, and 8, which were essential for the selection of parameters entered into the software. After obtaining the results, a quick manual calculation of some elements was carried out to compare the obtained results.

In this work, the knowledge acquired in the Civil Engineering course was applied.

# **Keywords**

Design of a residential building; Structural design; TRICALC; Reinforced concrete.



# Índice

Capítulo 1 – Introdução.....	1
1.1 Enquadramento e Objetivo .....	1
1.2 Organização do trabalho .....	1
Capítulo 2 – Descrição da Arquitetura do edifício e solução estrutural.....	3
2.1 – Descrição da Arquitetura.....	3
Capítulo 3 – Materiais e Ações.....	6
3.1 Betão .....	6
3.2 Aço .....	7
3.3 Ações.....	8
3.3.1 Cargas Permanentes.....	8
Capítulo 4 - Ação Sísmica.....	12
4.1 Requisitos fundamentais da ação sísmica .....	12
4.2 Tipos de Sismo.....	13
4.3 Classes de Ductilidade .....	15
4.4 Tipo de Solo .....	15
4.5 Classe de Importância .....	17
4.5.1 Aceleração à superfície de um terreno tipo C .....	18
4.5.2 Coeficiente do solo .....	18
4.6 Espectro de resposta.....	19
4.6.1 Espectro de resposta elástica horizontal.....	20
4.6.2 Espectro de resposta elástica vertical.....	22
Capítulo 5 – Modelação .....	24
5.1 - Modelação .....	24
5.2 Introdução da Ação Sísmica na Estrutura.....	29
5.2.1 Tipos de Sistemas Estruturais.....	29
5.2.2 Regularidade em Planta.....	30
5.2.3 Regularidade em Altura.....	33
5.2.4 Introdução das ações sísmicas no Tricalc.....	34
5.3 Dimensionamento com Cálculo Automático.....	35
5.3.1 Aspectos Gerais .....	35
5.3.1.3 Diâmetros mínimos de dobragem de varões .....	37
5.3.1.4 Comprimento de amarração .....	37
5.3.1.5 Comprimento de emenda de armadura .....	39
5.4 Escolha da Alternativa .....	39

Capítulo 6 – Dimensionamento .....	41
6.1 Lajes .....	41
6.1.1 Dimensionamento manual de laje de pavimento .....	42
6.1.2 Dimensionamento de laje de pavimento pelo cálculo automático .....	49
6.1.3 Comparação de Resultados das Lajes .....	50
6.2 Vigas .....	51
6.2.1 Dimensionamento manual da Viga 1443.....	51
6.2.2 Dimensionamento da Viga 1443 pelo TRICALC.....	62
6.3 Pilares .....	64
6.4 Fundações.....	65
6.5 Paredes Resistentes .....	66
6.6 Orçamentação .....	67
Capítulo 7 –Conclusão .....	69



# Lista de Figuras

Figura 1 – Planta de Implementação .....	3
Figura 2 - Terreno Google Maps .....	3
Figura 3 - Alçado Principal .....	4
Figura 4 - Piso -1 .....	4
Figura 5 - Piso 0 .....	5
Figura 6 - Plata Piso 1, 2 e 3.....	5
Figura 7 - Tipos de Sismo (Figura NA.I do EC8).....	14
Figura 8 - Forma do espectro de resposta elástica (Figura 3.1 do EC8) .....	21
Figura 9 - Espectro de resposta elástica horizontal para sismo tipo 1 .....	21
Figura 10 - Espectro de resposta elástica horizontal para sismo tipo 2.....	22
Figura 11 - Espectro de resposta elástica vertical para sismo tipo 1 e 2 .....	23
Figura 12 - Modelação da Estrutura .....	24
Figura 13 - Configuração da Laje de Estacionamento .....	25
Figura 14 - Configuração Laje dos pisos 1,2 e 3.....	26
Figura 15 - Configuração da Laje de Cobertura .....	26
Figura 16 - Ações Lineares Introduzidas no plano .....	27
Figura 17 - Alternativa com o pilar .....	28
Figura 18 - Alternativa sem o pilar .....	28
Figura 19 - Classificação da Ação Sísmica no Tricalc .....	34
Figura 20 - Deslocamentos da Alternativa sem o pilar .....	40
Figura 21 – Deslocamentos com Alternativa com o pilar.....	40
Figura 22 - Laje Exemplo.....	41
Figura 23 - Painel Estudado .....	42
Figura 24 - Esquema do painel segundo tabela de Barês.....	43
Figura 25-Linhas de Rotura do painel.....	47
Figura 26 - Gráfico de momento fletor eixo Y .....	49

Figura 27 - Gráfico de momento fletor eixo X .....	49
Figura 28 - Configuração das Armaduras base.....	50
Figura 29 - Modelo de Cálculo .....	51
Figura 30 - Distância de momento nulo (Figura 5.2 EC2) .....	52
Figura 31 - Momento Viga 1443 .....	52
Figura 32 - Esforço transverso Viga 1443 .....	53
Figura 33 - Armadura da viga estudada pelo cálculo manual .....	60
Figura 34 - Opção de cálculo para armaduras longitudinais nas vigas .....	62
Figura 35-Opção de cálculo para estribos nas vigas .....	62
Figura 36-Pormenor Viga 1443.....	64
Figura 37 -Armaduras de montagem dos pilares.....	64
Figura 38 - Configuração estribos para pilares.....	65
Figura 39 - Configurações de Sapatas.....	65
Figura 40 - Configurações de Lintéis .....	66
Figura 41 - Configurações de Armaduras para Parede Resistente .....	66
Figura 42 - Configurações de Armaduras de reforço para Parede Resistente.....	67
Figura 43 - Configuração de Sapata para Parede Resistente.....	67



## Lista de Tabelas

Tabela 1 - Quadro 2.1 ECO (Valores indicativos do tempo de vida útil de projeto) .....	6
Tabela 2 - Características do Betão .....	7
Tabela 3 - Características do Aço .....	<b>Erro! Marcador não definido.</b>
Tabela 4 - Ações Permanentes .....	9
Tabela 5 - Sobrecargas .....	10
Tabela 6 - Zona Sísmica (Quadro NA.I EC8).....	14
Tabela 7 - Tipos de Solo (Quadro 3.1 do EC8) .....	16
Tabela 8 - Classe de Importância (Quadro 4.3 do EC8) .....	17
Tabela 9 - Coeficientes de importância (Quadro NA. II do EC8).....	17
Tabela 10 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para Ação sísmica Tipo 1 (Quadro NA-3.2 EC8) .....	18
Tabela 11 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para Ação sísmica Tipo 2 (Quadro NA-3.3 EC8).....	19
Tabela 12 - Valores recomendados dos parâmetros descrevendo os espectros (Quadro 3.4 EC8) .....	23
Tabela 13 - Folha de Cálculo 1 para regularidade em planta .....	32
Tabela 14 - Folha de Cálculo 2 para regularidade em planta .....	32
Tabela 15 - Recobrimento de Armaduras .....	36
Tabela 16 - Diâmetros mínimos de dobragem de varões.....	37
Tabela 17 - Comprimento de amarração de cálculo.....	38
Tabela 18 - Comprimentos de emenda adotados.....	39
Tabela 19 - Valores de Armaduras Calculados Manualmente .....	46
Tabela 20 - Comparação das Armaduras de Laje .....	50
Tabela 21 - Comparação de resultados da viga 1443 .....	63
Tabela 22 - Tabela de Medição .....	68
Tabela 23 - Tabela de orçamentação.....	68



# Lista de Acrónimos

CP - Cargas Permanentes

DCH - Ductilidade alta

DCL - Ductilidade baixa

DCM - Ductilidade média

EC0 - Eurocódigo 0

EC1 - Eurocódigo 1

EC2 - Eurocódigo 2

EC8 - Eurocódigo 8

LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil

RCP - Restantes Cargas Permanentes

SC - Sobrecargas

T1 - Apartamentos de 1 quarto

T2 - Apartamentos de 2 quartos

XC1 - Classe de betão XC1

XC2 - Classe de betão XC2



# Simbologia

$A_c$  - Área da secção

$A_e$  - Área total em planta

$A_r$  - Área da reentrância em planta

$A_s$  - Área da armadura longitudinal

$A_{s,min}$  - Área mínima recomendada para a armadura longitudinal de tração

$A_{s,máx}$  - Área máxima recomendada para a armadura longitudinal de tração ou de compressão

$A_{sl}$  - Área de armadura de tração prolongada de um comprimento para além da secção considerada

$A_{so}$  - Área de secção transversal das armaduras de esforço transverso

$E_{cm}$  - Valor característico da resistência à tração do betão

$E_s$  - Valor de cálculo do módulo de elasticidade de aço de uma armadura para betão armado

$I_s$  - Raio de giração da massa do piso em planta

$K_\theta$  - Rigidez de torção

$K_{x,y}$  - Rigidez lateral

$M_{ed}$  - Valor de cálculo do momento fletor atuante

$M_{xs}$  - Momento positivo segundo XX

$M_{ys}$  - Momento positivo segundo YY

$M_{yvs}$  - Momento negativo segundo YY

S - Coeficiente de solo

$Se(T)$  - Espectro de resposta elástica

TB - Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante

TC - Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante

TD - Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante

$V_{Rd,c}$  - Valor de cálculo do esforço transverso resistente do elemento sem armadura de esforço transverso

$V_{Rd,máx}$  - Valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas

$V_{Rd,s}$  - Valor de cálculo do esforço transversal equilibrado pela armadura de esforço transversal na tensão de cedência

$X_{cr}$  - Distância segundo o eixo x do centro de rigidez

$Y_{cr}$  - Distância segundo o eixo y do centro de rigidez

$a_g$  - Valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno

$a_{gr}$  - Valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno

$b$  - Largura da secção transversal

$c$  - Recobrimento nominal

$d$  - Altura útil

$d_{min}$  - Distância mínima entre varões

$d_g$  - Dimensão máxima do agregado

$e_o$  - Distância entre o centro de rigidez e o centro de gravidade

$f_{cd}$  - Valor de cálculo da tensão de rotura à compressão

$f_{ctm}$  - Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples

$f_{yd}$  - Valor de cálculo da tensão de cedência do aço

$f_{yk}$  - Valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado

$f_{yod}$  - Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal

$h$  - Altura da secção

$l_o$  - Distância entre pontos de momento nulos

$l_{bd}$  - Comprimento de amarração

$l_{max}$  - Vão maior

$l_{min}$  - Vão menor

$\mu$  - Momento fletor reduzido

$n$  - Quantidade de varões

$r$  - Raio de Rotação

s – Espaçamento de estribos

$\sigma_{cp}$  - Tensão média atuante no betão

T - Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade

z – Braço do binário das forças interiores correspondente ao momento fletor no elemento

$\emptyset$  – Diâmetro do varão em mm

$\emptyset_{est}$  - Diâmetro do estribo

$\emptyset_l$  – Diâmetro do varão longitudinal

$\emptyset_{m,min}$  – Diâmetro mínimo de dobragem de varões

$\Psi_0$  - Coeficiente de combinação para as ações variáveis

$\Psi_1$  – Coeficiente de combinação frequente para as ações variáveis

$\Psi_2$  - Coeficiente de combinação quase-permanente para as ações variáveis

$\alpha$  – Ângulo que forma armadura de esforço transversal com o eixo longitudinal

$\alpha_1$  - Coeficiente que tem em consideração o efeito da forma dos varões admitindo um recobrimento adequado

$\alpha_2$  - Coeficiente que tem em consideração o efeito de recobrimento mínimo do betão

$\alpha_3$  - Coeficiente que tem em consideração o efeito de cintagem das armaduras transversais

$\alpha_4$  - Coeficiente que tem em consideração a influência de varões transversais soldados

$\alpha_5$  - Coeficiente que tem em consideração o efeito de pressão ortogonal ao plano de fendimento ao longo do comprimento de amarração de cálculo

$\alpha_{cm}$  - Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido

$\gamma_{betão}$  - Peso volúmico do betão armado

$\gamma_c$  - Coeficiente parcial de segurança relativo ao betão

$\gamma_g$  - Coeficiente parcial de segurança relativo às ações permanentes

$\gamma_q$  - Coeficiente parcial de segurança relativo às ações variáveis

$\gamma_s$  - Coeficiente parcial de segurança relativo ao aço

$\gamma_1$  - Coeficiente de importância

$\theta$  – Ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga

$\eta$  - Coeficiente de correção do amortecimento

$\xi$  - Amortecimento viscoso





# **Capítulo 1 – Introdução**

## **1.1 Enquadramento e Objetivo**

Esta dissertação faz parte do trabalho final necessário para obtenção do título de mestre em Engenharia Civil, com especialização em Estruturas e Construção. Seu propósito é aplicar os conhecimentos teóricos e práticos adquiridos durante o curso em um projeto estrutural, visando o desenvolvimento da autonomia na conceção, análise e detalhamento de estruturas.

O principal objetivo desta dissertação foi desenvolver uma solução estrutural que assegure a segurança conforme as normas regulamentares. Para isso, foram seguidas todas as etapas de um projeto estrutural, desde a definição da solução inicial e pré-dimensionamento até à avaliação do comportamento estático e dinâmico da estrutura na fase final de dimensionamento. Foram realizadas verificações para garantir que a estrutura respeite aos estados limites últimos e aos estados limites de serviço. Por fim, foram apresentados os documentos escritos e desenhados, necessários para a execução adequada da estrutura.

O projeto de dimensionamento do edifício foi conduzido com o suporte do software de cálculo automático TRICALC 15.0, o qual desempenha um papel fundamental no desenvolvimento, análise e conceção de estruturas, proporcionando resultados rápidos e precisos. Na verificação dos diversos elementos estruturais, em relação aos estados limites últimos e de serviço, foram aplicados os critérios de dimensionamento estabelecidos pela regulamentação europeia, sendo, os Eurocódigos acompanhados dos Anexos Nacionais específicos de cada país.

## **1.2 Organização do trabalho**

No presente capítulo, Capítulo 1, apresenta-se uma introdução ao tema e descreve a organização adotada no estudo. No Capítulo 2, detalha-se o projeto arquitetónico e a solução estrutural escolhida. Em seguida, o Capítulo 3 aborda os materiais e ações considerados no projeto. O Capítulo 4 expõe os parâmetros utilizados para a análise sísmica.

No Capítulo 5, explica-se a modelagem da estrutura realizada no software de cálculo automático, além das alternativas estruturais consideradas. Em seguida Capítulo 6

compara os resultados obtidos no software com os cálculos manuais para uma laje e uma viga, apresentando também os parâmetros dimensionais dos demais elementos estruturais e um levantamento da quantidade de material utilizado no projeto. Por fim, o Capítulo 7 apresenta a conclusão do trabalho.

# Capítulo 2 – Descrição da Arquitetura do edifício e solução estrutural

## 2.1 – Descrição da Arquitetura

O projeto foi executado com base na arquitetura de um complexo residencial composto por quatro blocos, situado em Carnaxide, Lisboa. Os cálculos foram feitos para o bloco A, conforme a Figura 1.

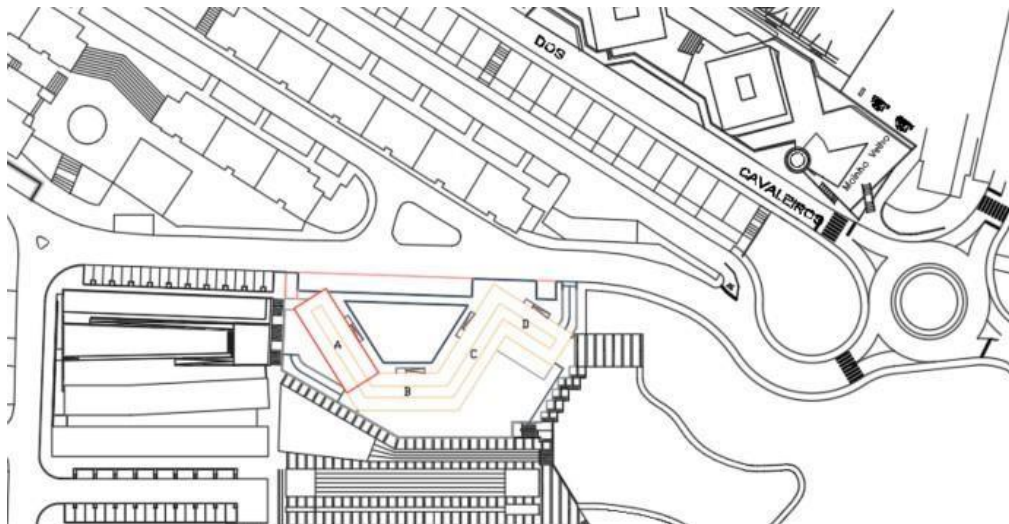
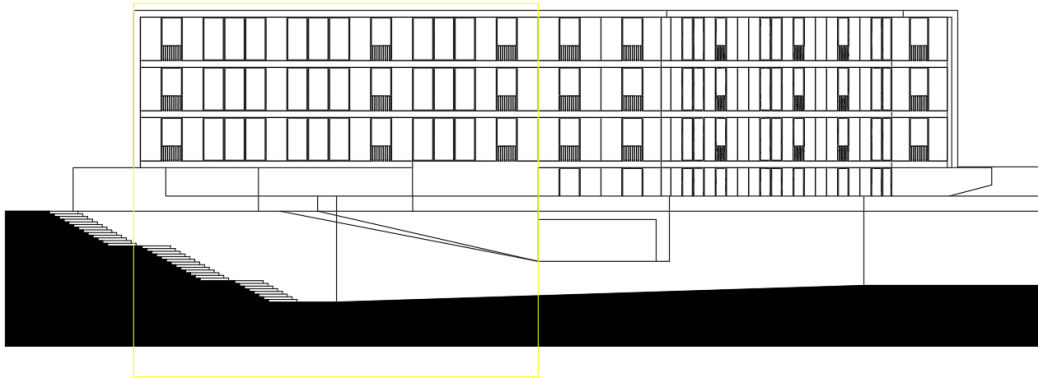


Figura 1 – Planta de Implementação

Foi retirado também uma imagem do terreno pelo Google Maps, como consta na Figura 2, para se ter a referência do local.

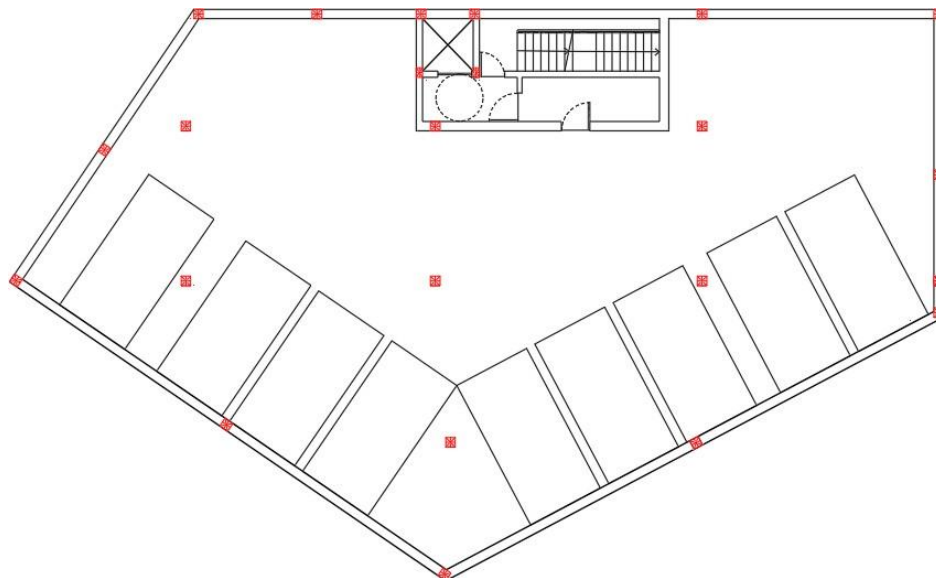


Figura 2 - Terreno Google Maps

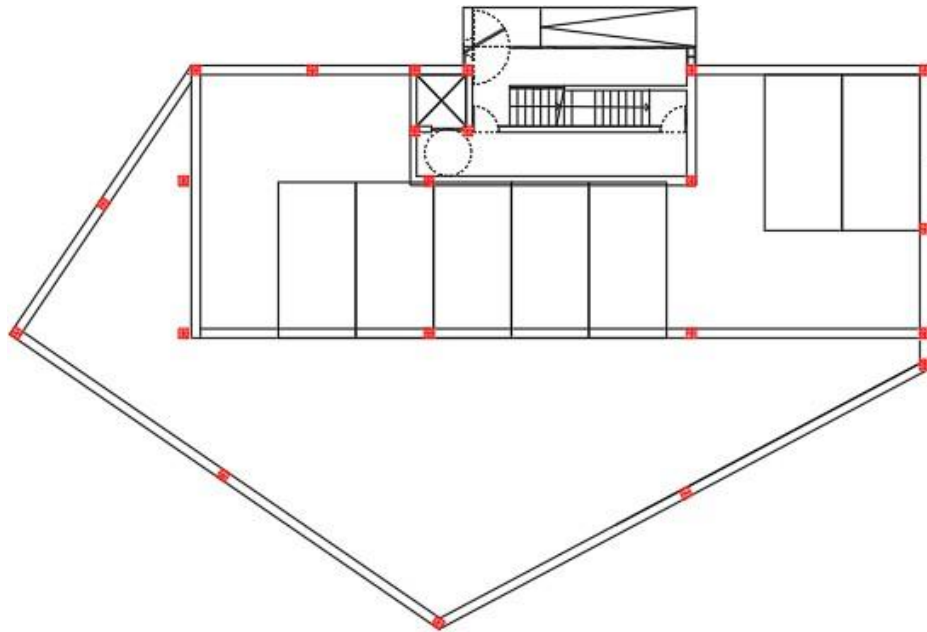


**Figura 3 - Alçado Principal**

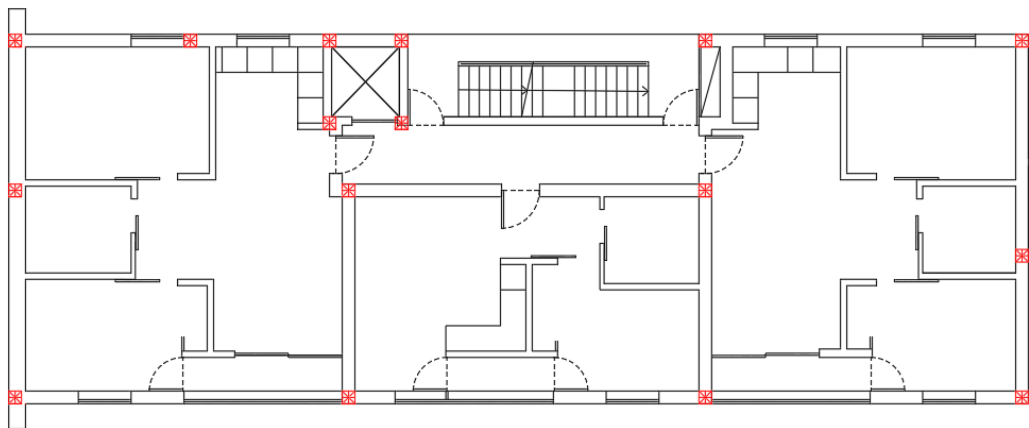
Conforme o projeto arquitetônico, trata-se de um edifício com 3 andares de apartamentos com tipologia de T1 e T2 (Figura 6), com um pé direito de 2.80 m, sendo 6 apartamentos T2 e 3 apartamentos T1. O edifício tem dois andares destinados a estacionamento, sendo um deles abaixo da cota da soleira com uma área de 372.92 m<sup>2</sup> (Figura 4), à cota 0 (Figura 5) com a mesma área para estacionamento de veículos ligeiros, ambos os pisos com 2.8 m de pé direito.



**Figura 4 - Piso -1**



**Figura 5 - Piso 0**



**Figura 6 - Plata Piso 1, 2 e 3**

O piso 0 é onde se localiza a entrada do edifício, assim como o primeiro piso de estacionamento. As ligações entre os pavimentos são asseguradas por uma caixa de escada e elevadores, o poço do elevador tem 1,5 m de profundidade. A cobertura do edifício é plana e inacessível conforme indicado pelo projeto arquitetônico.

## Capítulo 3 – Materiais e Ações

A durabilidade e o desempenho das estruturas são aspetos cruciais na engenharia civil, especialmente quando se trata de projetos destinados a permanecerem em serviço por um longo período. De acordo com o Eurocódigo 0 [1], as estruturas devem ser dimensionadas e construídas levando em consideração seu tempo de vida útil e categoria correspondente. O edifício em questão, está enquadrado na Categoria 4 do quadro 2.1 ECO [1], e deve ser projetado para uma vida útil de 50 anos, como mostra a Tabela 1.

É essencial que as estruturas sejam capazes de manter um bom funcionamento ao longo de sua vida útil, requerendo apenas a manutenção adequada, sem a necessidade de grandes reparos.

**Tabela 1 - Quadro 2.1 ECO (Valores indicativos do tempo de vida útil de projeto)**

<i>Categoria do tempo de vida útil de projecto</i>	<i>Valor indicativo do tempo de vida útil de projecto (anos)</i>	<i>Exemplos</i>
1	10	<i>Estruturas provisórias <sup>1)</sup></i>
2	10 a 25	<i>Componentes estruturais substituíveis, por exemplo, vigas-carril, apótos</i>
3	15 a 30	<i>Estruturas agrícolas e semelhantes</i>
4	50	<i>Estruturas de edifícios e outras estruturas correntes</i>
5	100	<i>Estruturas de edifícios monumentais, pontes e outras estruturas de engenharia civil</i>

<sup>1)</sup> *As estruturas ou componentes estruturais que podem ser desmontados, tendo em vista a sua reutilização, não deverão ser considerados como provisórios.*

### 3.1 Betão

A escolha da classe de exposição, conforme determinado pelo ECO [1] e complementada pelo EC2 [3], está intimamente ligada às condições ambientais locais e a localização dos elementos estruturais. Conforme detalhado no Quadro 4.1 do EC2 [3], existem diferentes classes de exposição. No caso deste projeto, será utilizado classe XC2 destinada ao betão em elementos estruturais em contato direto com o terreno, sujeitos a períodos prolongados de exposição a água, como os elementos enterrados, enquanto a classe XC1 é atribuída ao betão nos demais elementos estruturais, como aqueles localizados no interior do edifício com baixa umidade do ar.

Para a escolha da classe de betão, foi feita por tentativa. No início utilizou-se a classe C25/30, porém para poder verificar a estrutura na parte sísmica os pilares e vigas ficaram relativamente grandes, sendo assim optou-se para a classe C30/37 para otimizar a estrutura e garantir as verificações sísmicas. Segue na Tabela 2 as características do betão escolhido:

**Tabela 2 - Características do Betão**

<b>Betão</b>	<b>C30/37</b>
$f_{ck}$ [MPa]	30
$f_{cd}$ [MPa]	20
$f_{ctm}$ [MPa]	2.9
$E_{cm}$ [GPa]	33
$\gamma_c$ [kN/m <sup>3</sup> ]	25

### 3.2 Aço

Com base nas indicações do EC2 [3] NA.4.3 (3.2 e anexo C) para betão armado, em Portugal, as armaduras devem ser selecionadas entre as classes de resistência 400 e 500. As especificações LNEC aplicáveis para varões de aço, incluem tanto o A400 NR, quanto o A500 NR. Enquanto o A400 NR é especificado para aplicações padrão, o A500 NR oferece uma opção adicional com características de resistência e durabilidade superiores. Com isso foi adotado e utilizado o aço A500NR com as características mostradas na Tabela 3.

**Tabela 3 - Características do Aço**

<b>Aço</b>	<b>A500NR</b>
$f_{yk}$ [MPa]	500
$f_{yd}$ [MPa]	435
$\epsilon_{yd}$ [10 <sup>-3</sup> ]	2,17
$E_s$ [GPa]	200
$\gamma_s$ [kN/m <sup>3</sup> ]	77

## **3.3 Ações**

Para garantir a segurança e a eficiência de uma estrutura, é fundamental uma definição precisa das ações que ela enfrentará. Essas ações podem ser classificadas como permanentes, variáveis e acidentais, desencadeando diferentes estados de tensão e deformação nos elementos estruturais. Uma análise criteriosa dessas ações é primordial para dimensionar adequadamente a estrutura, influenciando diretamente nos resultados obtidos. A quantificação das ações é realizada com base no EC1 [2], garantindo uma abordagem robusta e confiável no processo de dimensionamento. Assim, quanto mais precisas forem as definições das ações, mais preciso será o dimensionamento da estrutura, garantindo sua resistência e segurança ao longo do tempo.

### **3.3.1 Cargas Permanentes**

As cargas permanentes são cruciais ao longo da vida útil da estrutura e dividem-se em duas categorias principais: o peso próprio e as restantes cargas permanentes. O peso próprio refere-se à massa do material estrutural, considerando-se um peso volúmico específico para o betão armado de  $25 \text{ kN/m}^3$ . Por sua vez, as restantes cargas permanentes são determinadas pelo peso dos materiais não estruturais, como revestimentos, paredes divisórias e exteriores. Essas ações permanentes mantêm-se relativamente constantes ao longo do tempo ou apresentam pequenas variações, podendo ser classificadas como diretas ou indiretas. As ações diretas incluem o peso próprio da estrutura (CP), e também o peso dos materiais não estruturais, conhecido como restante carga permanente (RCP). Por outro lado, as ações indiretas referem-se a fenómenos como retração, fluência, assentamentos de apoios e pré-esforço.

O programa Tricalc faz o cálculo do peso próprio das secções automaticamente, tendo que acrescentar as restantes cargas permanentes. Na tabela 4 apresenta-se o resumo das ações permanentes consideradas.

**Tabela 4 - Ações Permanentes**

<b>Ações Permanentes</b>	<b>Carga</b>
Peso Volúmico do betão armado [kN/m <sup>3</sup> ]	25.0
Revestimento da laje com estacionamento [kN/m <sup>2</sup> ]	2.5
Revestimento da laje dos pisos habitacionais [kN/m <sup>2</sup> ]	1.5
Revestimento da laje Cobertura [kN/m <sup>2</sup> ]	1.0
Parede de Alvenaria Exterior [kN/m]	6.76 – 7.28
Parede de Alvenaria Interior [kN/m]	5.46 – 5.88
Parede de Alvenaria Interior distribuída no pavimento [kN/m <sup>2</sup> ]	2.1

**Revestimento da laje com estacionamento:**

Como grande parte da laje do piso o é aberta, onde se encontra o estacionamento, foi adotado um valor de 2.5 kN/m<sup>2</sup> para o revestimento de terraços, incluindo camada de forma em betão normal (até 8 cm), telas de impermeabilizantes e proteções.

**Revestimento da laje dos pisos habitacionais:**

Adotado valor de 1.5 kN/m<sup>2</sup> para revestimentos usuais de pavimentos – tacos, alcatifa ou mosaicos cerâmicos (incluindo até 5 cm de camada de regularização e assentamento) e estuque ou teto falso na face inferior da laje.

**Revestimento da laje de Cobertura:**

Foi utilizado o valor de 1 kN/m<sup>2</sup> tendo em conta a camada de regularização e telas de impermeabilização e proteções.

**Parede de Alvenaria Exterior:**

Foi considerado parede dupla com dois tijolos de 13 cm, reboco de 2 cm e uma caixa de ar ou XPS de 2cm entre os tijolos. Utilizando o valor de 2.6 kN/m<sup>2</sup> que multiplicado pela altura da parede, obtém o valor de 6.76 a 7.28 kN/m.

### **Parede de Alvenaria Interior:**

Para as paredes interiores adotou-se parede simples, com tijolo de 19 cm e 1 a 2 centímetros de reboco, usando o valor de 2.1 kN/m<sup>2</sup> que multiplicado pela altura tem os valores de 5.46 e 5.88 KN/m.

### **3.3.2 Ações Variáveis**

As sobrecargas em edifícios são resultado da ocupação e incluem tanto o uso normal das pessoas, quanto eventos raros. Essas sobrecargas são definidas de acordo com as categorias presentes no EC1 [2] 6.3, resultando em valores específicos que refletem a classificação das diferentes zonas de ocupação do edifício.

As ações variáveis apresentam uma ampla gama de intensidades ao longo da vida útil da estrutura e podem ser classificadas como diretas ou indiretas.

As ações diretas compreendem as sobrecargas de utilização, como o peso das pessoas, dos móveis e veículos, além das forças do vento e outras que atuam diretamente sobre a estrutura. Por outro lado, as ações indiretas incluem variações uniformes ou diferenciais de temperatura e a aceleração causada por eventos sísmicos.

A Tabela 4, mostra os valores da sobrecarga para os vários tipos de ambientes do edifício conforme sua utilização e categoria segundo o anexo nacional do EC2 [3], juntamente com os respectivos coeficientes de combinação.

**Tabela 5 – Ações Variáveis**

<b>Categoria</b>	<b>Utilização</b>	<b>SC(kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Ψ<sub>0</sub></b>	<b>Ψ<sub>1</sub></b>	<b>Ψ<sub>2</sub></b>
A	Pavimentos	2	0.7	0.5	0.3
A	Escadas	4	0.7	0.5	0.3
A	Varandas	4	0.7	0.5	0.3
F	Estacionamento	2.5	0.7	0.7	0.6
H	Cobertura	1	0	0	0

No projeto estrutural do edifício, foi decidido adotar uma abordagem cautelosa e proativa em relação às possíveis modificações futuras. Embora as diretrizes do EC2 [3] sugiram considerar um valor de  $0.4 \text{ kN/m}^2$  para as coberturas de categoria H, optamos por uma margem mais generosa, fixando o valor em  $1 \text{ kN/m}^2$ .

Essa decisão foi tomada com o intuito de garantir uma estrutura robusta e preparada para adaptações posteriores, como a instalação de painéis solares. Ao utilizar esse valor mais elevado, proporcionamos uma folga de segurança que permite acomodar futuras cargas adicionais sem comprometer a estabilidade e integridade do edifício.

Neste projeto a ação do vento foi desprezada visto que a ação sísmica é mais determinante e causa mais efeitos na estrutura, tendo em conta que o edifício é relativamente pequeno.

# Capítulo 4 - Ação Sísmica

O dimensionamento do edifício em relação às ações sísmicas foi realizado conforme o preconizado no EC8 [4], garantindo assim, a execução de todas as verificações de segurança necessárias. Para determinar a ação sísmica, recorre-se ao Eurocódigo 8 [4], que aborda todos os aspetos e requisitos relacionados a esse tipo de fenómeno. Segundo a norma, a ação sísmica é definida como o movimento sísmico na superfície terrestre, representado por um espectro de resposta elástica de aceleração. Devido à sua complexidade, é fundamental estabelecer inicialmente os requisitos que uma estrutura deve cumprir para enfrentar essa ação.

## 4.1 Requisitos fundamentais da ação sísmica

O Eurocódigo 8 [4] estabelece requisitos para o dimensionamento de estruturas sujeitas a terremotos, visando proteger vidas humanas, limitar danos e manter operacionais estruturas importantes para a proteção civil. As edificações devem satisfazer rigorosamente esses requisitos fundamentais, garantindo um alto grau de confiabilidade perante a ação sísmica. O cumprimento desses padrões não só promove a segurança dos ocupantes, mas também fortalece a resiliência das comunidades diante de desastres naturais.

- Requisito de não ocorrência de colapso:

Este requisito associa-se ao Estado Limite Último, que tem por objetivo assegurar que o sistema estrutural tenha a resistência e capacidade de dissipação de energia necessária para a verificação da segurança.

- Requisito de limitação de danos:

Este requisito está associado ao Estado Limite de Serviço, que proporciona um adequado grau de fiabilidade em relação a danos inaceitáveis numa estrutura.

De acordo com o EC8 [4], a definição da ação sísmica é fundamentada em espectros de resposta de acelerações, os quais retratam o movimento sísmico na superfície do terreno. Esse movimento sísmico se desdobra em dois componentes principais: deslocamento horizontal e deslocamento vertical, ambos representados por um espectro de resposta elástica de aceleração na superfície do terreno. Além disso, o Eurocódigo 8 [4] menciona os parâmetros essenciais para a definição desses espectros de resposta, os quais incluem

o tipo de ação sísmica, a zona sísmica, o tipo de terreno, a classe de importância da estrutura, o coeficiente de comportamento da estrutura e o coeficiente de solo.

## **4.2 Tipos de Sismo**

Sismo Tipo 1 - Sismo afastado de maior magnitude a uma maior distância focal:

Este tipo de sismo ocorre quando as placas tectónicas se movem e liberam uma grande quantidade de energia. Geralmente, o epicentro está localizado em áreas distantes da região afetada. Isso pode resultar em um terremoto de alta magnitude, com ondas sísmicas que viajam grandes distâncias antes de serem sentidas.

Características:

- Epicentro distante da área afetada;
- Alta magnitude;
- Baixas e médias frequências de energia;
- Longa duração da ação.

Sismo Tipo 2 - Sismo próximo de magnitude moderada e pequena distância focal:

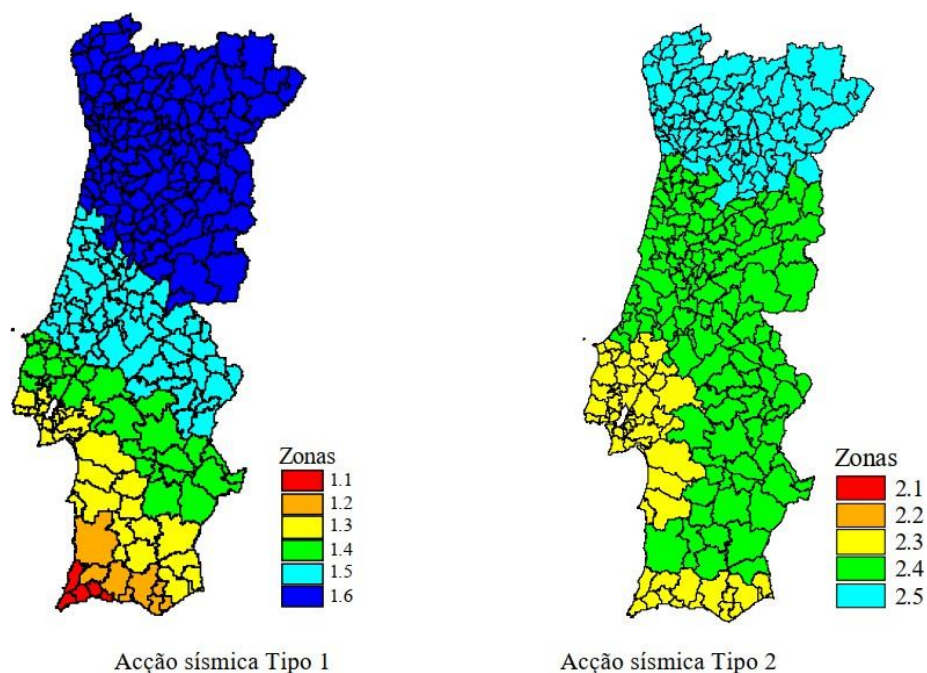
Este tipo de sismo ocorre quando há movimento sísmico dentro de uma placa tectónica. O epicentro está mais próximo da região afetada, resultando em ação de menor magnitude, mas que podem ser sentidos com mais intensidade devido à proximidade.

Características:

- Epicentro próximo da área afetada;
- Magnitude moderada;
- Concentração de energia em altas frequências;
- Menor duração da ação.

Para efeito de dimensionamento estrutural em Portugal, o Anexo Nacional deste código obriga a consideração de ambos os tipos de sismo.

Na Madeira, por exemplo, considera-se apenas a Ação Sísmica Tipo 1, enquanto nos Açores considera-se apenas a Ação Sísmica Tipo 2, de acordo com a localização geográfica e as características sísmicas específicas de cada região.



**Figura 7 - Tipos de Sismo (Figura NA.I do EC8)**

O edifício em estudo esta localizado em Carnaxide, Lisboa. Conforme a Figura 7 o mesmo se encontra para tipo 1 na zona 1.3 e para o tipo 2 na zona 2.3. Na Tabela 6 as respectivas acelerações.

**Tabela 6 - Zona Sísmica (Quadro NA.I EC8)**

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

## 4.3 Classes de Ductilidade

Existem três categorias de ductilidade nas quais podemos classificar uma estrutura:

- DCL (Ductilidade baixa): Neste caso, presume-se que os diversos elementos estruturais exibem um comportamento linear devido a alta rigidez da estrutura.
- DCM (Ductilidade média): Permite o dimensionamento para resistir a ação sísmica considerando um comportamento não elástico da estrutura.
- DCH (Ductilidade alta): Devido a capacidade de suportar altos níveis de plasticidade, possibilita o dimensionamento para resistir a ação sísmica e exige disposições construtivas ainda mais rigorosas do que as da classe anterior.

Neste projeto foi classificada a estrutura como sendo de ductilidade media.

## 4.4 Tipo de Solo

O solo é um dos principais elementos a serem considerados na avaliação da ação sísmica, conforme estabelecido pelo EC8 [4]. Neste contexto, o código classifica os solos em uma escala que vai de A até S2, levando em conta sua rigidez e resistência.

De acordo com o EC8 [4] - 1 3.1, são identificados sete tipos de solos, dos quais cinco são considerados "comuns" (A, B, C, D e E) e dois são classificados como "Especiais" (S1 e S2). Essa categorização é indispensável para a análise precisa dos efeitos sísmicos sobre as estruturas.

Além disso, o EC8 [4] enfatiza a importância de classificar o terreno onde a estrutura será construída para uma adequada quantificação da ação sísmica. Na Tabela 7, são definidos os tipos de terrenos, suas descrições em termos de perfil estratigráfico e seus parâmetros conforme as diretrizes do código. Desta forma, a correta identificação e caracterização do solo e do terreno, são passos obrigatórios no processo de projeto e construção de estruturas resistentes a sismos, garantindo assim a segurança das edificações.

**Tabela 7 - Tipos de Solo (Quadro 3.1 do EC8)**

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$ (pancadas/30 cm)	$c_u$ (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	–	–
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de $v_s$ do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			
$S_1$	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ( $PI > 40$ ) e um elevado teor de água	< 100 (indicativo)	–	10 - 20
$S_2$	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou $S_1$			

Quando há falta de informações para classificar os terrenos, o Anexo Nacional do EC8 [4] NA 3.1.1(4), sugere adotar o tipo de terreno B em várias situações, sendo elas: Ausência de um relatório geotécnico, construções em locais que não correspondem aos tipos de terreno especiais  $S_1$  ou  $S_2$ , construções pertencentes às classes de importância I ou II, área das construções igual ou inferior a 1000 m<sup>2</sup> e número de pisos acima do terreno circundante igual ou inferior a 4. No entanto, neste projeto optou-se por designar o terreno como tipo C (depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, seixo ou argila rija, com espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros).

## 4.5 Classe de Importância

No EC8 [4] são incorporados coeficientes de importância para considerar os diferentes níveis de exigência destinados ao edifício. Isso introduz o conceito de classes de importância para as construções, Tabela 8.

**Tabela 8 - Classe de Importância (Quadro 4.3 do EC8)**

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 protecção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais eléctricas, etc.

A classe de importância adotada para o edifício estudado é II, tendo o coeficiente de importância  $\gamma_1 = 1$  conforme a Tabela 9.

**Tabela 9 - Coeficientes de importância (Quadro NA. II do EC8)**

Classe de Importância	Acção sísmica Tipo 1	Acção sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

### 4.5.1 Aceleração à superfície de um terreno tipo C

Com o coeficiente de importância  $\gamma_1$ , e a aceleração de referência  $a_{gr}$ , é possível determinar o valor da aceleração à superfície do terreno. A aceleração de referência foi retirada do próprio TRICALC, ao determinar as configurações do Sismo tendo um valor de  $0.173 \text{ m/s}^2$ , sabendo que o coeficiente de importância é igual a 1 temos uma aceleração a superfície de um terreno tipo C igual a  $0.173 \text{ m/s}^2$ .

### 4.5.2 Coeficiente do solo

Conforme o NA -3.2.2.2(2) do EC8 [4], em Portugal para a definição dos espectros de resposta elásticos, o valor do parâmetro S deve ser determinado através de:

Para  $a_g \leq 1 \text{ m/s}^2$

$$S = S_{max}$$

Para  $1 \text{ m/s}^2 < a_g < 4 \text{ m/s}^2$

$$S = S_{max} - \frac{S_{max}-1}{3} (a_g - 1)$$

Para  $a_g \geq 4 \text{ m/s}^2$

$$S = 1,0$$

Sendo:

- $a_g$  - Valor de cálculo da aceleração á superfície de um terreno do tipo C, em  $\text{m/s}^2$ ;
- $S_{max}$  - Parâmetro cujo valor é indicado na Tabela 10 e Tabela 11.

Usa -se a Tabela 10 para definição dos espectros de resposta elásticos para a Ação sísmica do tipo 1.

**Tabela 10 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para Ação sísmica Tipo 1 (Quadro NA-3.2 EC8)**

Tipo de terreno	$S_{max}$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0	0,1	0,6	2,0
B	1,35	0,1	0,6	2,0
C	1,6	0,1	0,6	2,0
D	2,0	0,1	0,8	2,0
E	1,8	0,1	0,6	2,0

Para definição dos espectros de resposta elásticos para a Ação sísmica do tipo 2 usa -se a Tabela 11.

**Tabela 11 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para Ação sísmica Tipo 2 (Quadro NA-3.3 EC8)**

Tipo de terreno	$S_{max}$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,6	0,1	0,25	2,0
D	2,0	0,1	0,3	2,0
E	1,8	0,1	0,25	2,0

Sendo que o valor da aceleração sísmica,  $a_g$ , é menor que 1, aplica-se a primeira expressão sendo o coeficiente do solo, igual ao coeficiente de solo máximo, tendo um valor de 1,6.

## 4.6 Espectro de resposta

A Engenharia Sísmica, dentro do contexto da norma EC8 [4], oferece diretrizes detalhadas para a avaliação e análise do movimento sísmico e seus efeitos sobre as estruturas. No âmbito da EC8 [4], o movimento sísmico é representado por um espectro de resposta elástica da aceleração à superfície do terreno. Este espectro é considerado igual para diferentes níveis de ação sísmica, tanto para requisitos de não ocorrência de colapso quanto para limitação de danos.

O EC8 [4] sugere vários métodos de análise, incluindo modelos de comportamento elástico linear e não linear. Os métodos lineares são mais comuns devido à sua simplicidade e eficiência. Quando se adotam análises elásticas lineares, coeficientes de comportamento são considerados para contabilizar os efeitos do comportamento não linear das estruturas. O resultado dessas análises, conhecido como "espectro de resposta elástico", é ajustado pelo coeficiente de comportamento, resultando no "espectro de resposta de cálculo".

### 4.6.1 Espectro de resposta elástica horizontal

Segundo EC8 [4], o Espectro de resposta de  $S_e(T)$  deve ser definido pelas expressões a seguir:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1)\right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \frac{T_C}{T}$$

$$T_D \leq T \leq 4s \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2}\right]$$

Sendo:

$S_e(T)$  - Espectro de resposta elástica;

$T$  - Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;

$a_g$  - Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A ( $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$ );

$T_B$  - Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

$T_C$  - Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;

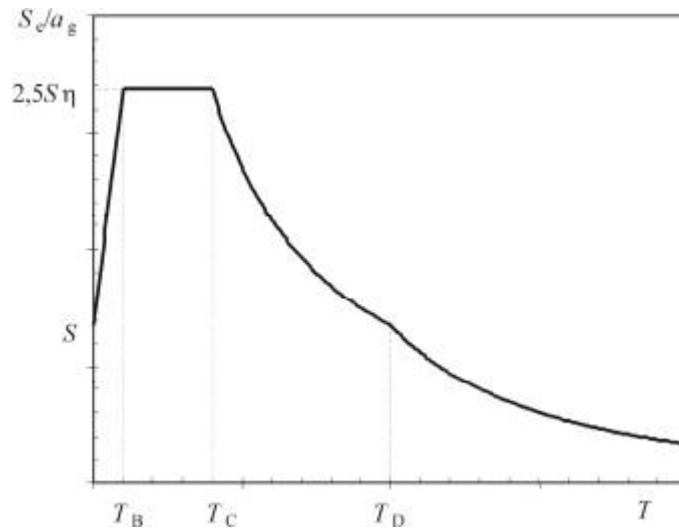
$T_D$  - Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;

$S$  - Coeficiente de solo;

$\eta$  - Coeficiente de correção do amortecimento, com o valor de referência  $\eta = 1$  para 5 % de amortecimento viscoso.

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55$$

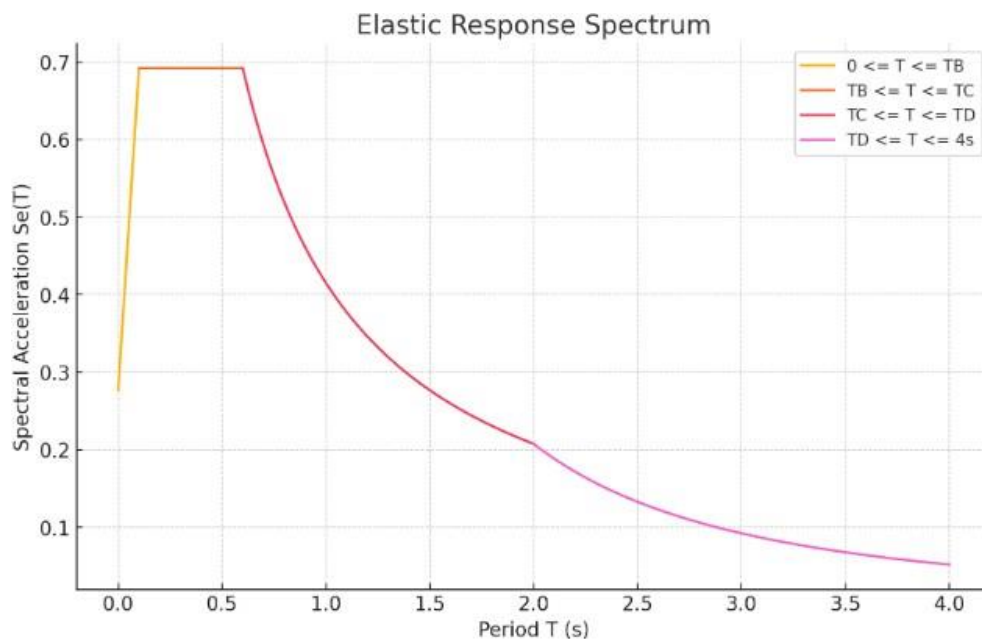
Em que  $\xi$  é o amortecimento viscoso da estrutura, expresso em percentagem.



**Figura 8 - Forma do espectro de resposta elástica (Figura 3.1 do EC8)**

Os valores dos períodos  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$  e do coeficiente de solo  $S$ , que descrevem a forma do espectro de resposta elástica dependem do tipo de terreno conforme Tabela 10 e Tabela 11. Com isso foi feito o gráfico do espectro de resposta elástica para os dois tipos de sismo.

Tipo 1:



**Figura 9 - Espectro de resposta elástica horizontal para sismo tipo 1**

$$0 \leq T \leq T_B \rightarrow S_e(T) = 0.2768 \cdot (1 + 15T)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \rightarrow S_e(T) = \frac{0.692}{0.4152}$$

$$T_C \leq T \leq T_D \rightarrow S_e(T) = \frac{T}{0.8304}$$

$$T_D \leq T \leq T_D \rightarrow S_e(T) = \frac{0.8304}{T^2}$$

Tipo 2:

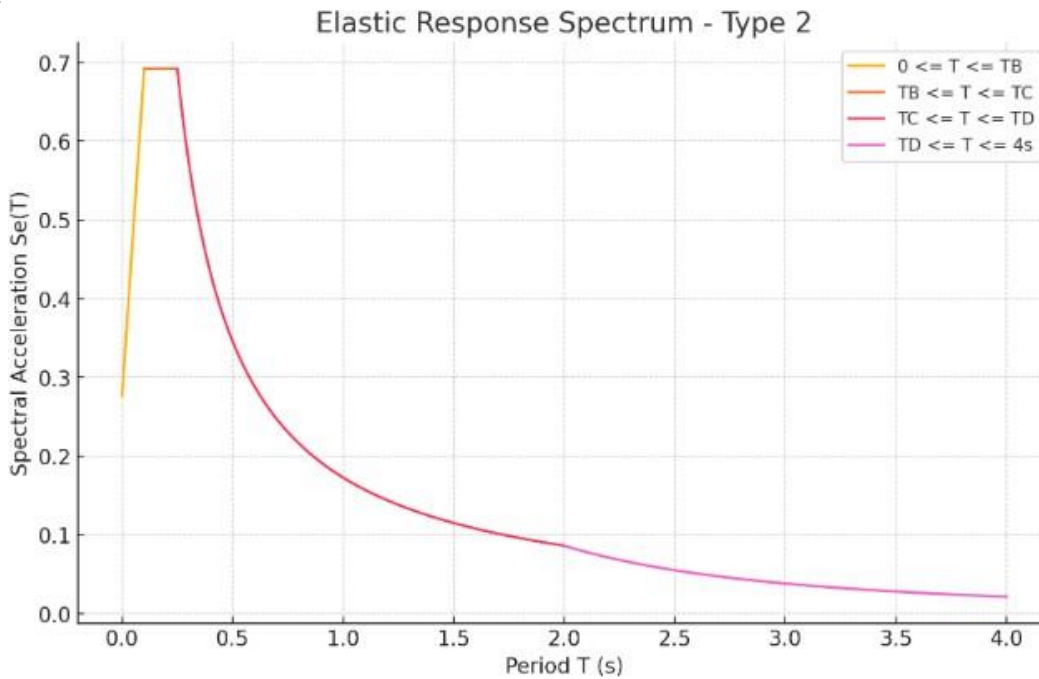


Figura 10 - Espectro de resposta elástica horizontal para sismo tipo 2

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B &\rightarrow S_e(T) = 0.2768 \cdot (1 + 15T) \\
 T_B \leq T \leq T_C &\rightarrow S_e(T) = 0.692 \\
 T_C \leq T \leq T_D &\rightarrow S_e(T) = \frac{0.173}{T} \\
 T_D \leq T \leq 4s &\rightarrow S_e(T) = \frac{0.346}{T^2}
 \end{aligned}$$

#### 4.6.2 Espectro de resposta elástica vertical

Segundo EC8 [4] o Espectro de resposta de  $S_{ve}(T)$  deve ser definido pelas expressões a seguir e Tabela 12.

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3,0 - 1) \right]$$

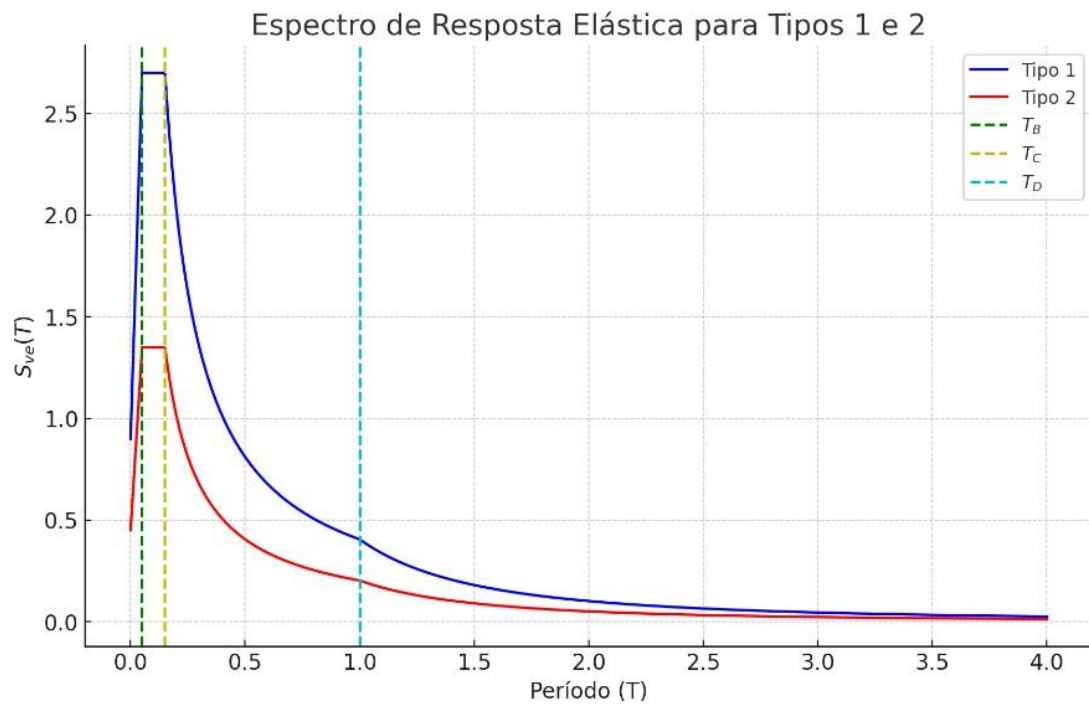
$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \leq 4s \quad S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \cdot \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right]$$

**Tabela 12 - Valores recomendados dos parâmetros descrevendo os espectros (Quadro 3.4 EC8)**

<i>Espectro</i>	$a_{vg}/a_g$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
<i>Tipo 1</i>	0,90	0,05	0,15	1,0
<i>Tipo 2</i>	0,45	0,05	0,15	1,0



**Figura 11 - Espectro de resposta elástica vertical para sismo tipo 1 e 2**

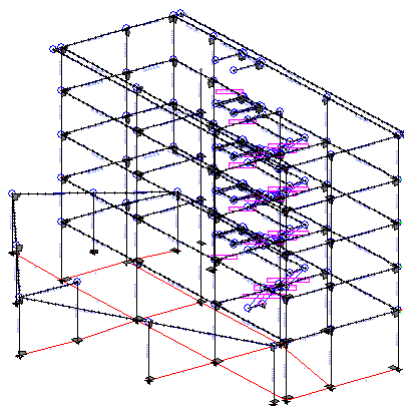
# Capítulo 5 – Modelação

## 5.1 - Modelação

Como mencionado anteriormente, utilizamos o programa TRICALC para realizar o cálculo automático da estrutura estudada. Este programa evoluiu significativamente na sua capacidade de modelação incorporando tanto a modelação por elementos finitos (que inclui lajes, paredes resistentes, placas de ancoragem, etc.) como por elementos de barra (como pilares, vigas e etc.).

O processo de modelação da estrutura no TRICALC envolve uma abordagem sequencial na introdução dos diversos elementos estruturais, assegurando uma representação precisa e detalhada do sistema. Inicialmente, procedemos a limpeza da arquitetura em DWG e, em seguida, analisamos minuciosamente os locais mais adequados para a instalação dos pilares na estrutura, conforme ilustrado no capítulo 2, na Figura 4, Figura 5 e na Figura 6.

Após essa etapa, importamos o projeto arquitetónico para o programa TRICALC, onde iniciamos a modelação para cada piso. Este processo envolveu a introdução de nós e barras, que posteriormente foram utilizados para criar os pilares, vigas e lajes, conforme demonstrado na Figura 12. Este método de modelação permitiu uma representação detalhada e precisa da estrutura, fornecendo uma base sólida para análises posteriores.



**Figura 12 - Modelação da Estrutura**

Após a conclusão da fase de modelação da estrutura, avançamos para o próximo passo, que consistiu na introdução das ações adotadas. Conforme detalhado no capítulo 3, Tabela 4 e Tabela 5, as ações RCP e sobrecargas não lineares foram introduzidas na hora de criar as lajes como mostra às figuras 13 a 15:

Plano: 0

Nome: L1

Ação superficial

Q(kN/m <sup>2</sup> ):	Hipótese:
2.5000	0 G Permanentes
2.5000	1 Q1 Sobrecargas
0.0000	0 G Permanentes

Vetor: 0.0000; -1.0000; 0.0000; Yg-

Separação para o cálculo de armaduras (cm)

Longitudinal: 50

Trasversal: 50

Espessura(cm): 20

Situar a laje na face inferior das vigas

Indeformável no seu plano (ver Opções de Cálculo)

Vigas periféricas

Pré-dimensionamento

Ficha pré-definida

Secção

Viga de laje fictícia

Ficha pré-definida

Nome:  Procurar...

Secção

Série:  Procurar...

Perfil:

Posicionamento

Interior

Centrada

Exterior

**Figura 13 - Configuração da Laje de Estacionamento**

Plano: 300  
Nome:

Ação superficial  
Q(kN/m2):  
1.5000      Hipótese: 0 G Permanentes  
2.0000      1 Q1 Sobrecargas  
0.0000      0 G Permanentes

Vetor:

Separação para o cálculo de armaduras (cm)  
Longitudinal:   
Trasversal:

Espessura(cm):

Situar a laje na face inferior das vigas

Indeformável no seu plano (ver Opções de Cálculo)

Vigas periféricas

Pré-dimensionamento  
 Ficha pré-definida  
 Secção  
 Viga de laje fictícia

Ficha pré-definida  
Nome:

Secção  
Série:    
Perfil:

Posicionamento  
 Interior  
 Centrada  
 Exterior

**Figura 14 - Configuração Laje dos pisos 1,2 e 3**

Plano: 1200  
Nome:

Ação superficial  
Q(kN/m2):  
1.0000      Hipótese: 0 G Permanentes  
1.0000      1 Q1 Sobrecargas  
0.0000      0 G Permanentes

Vetor:

Separação para o cálculo de armaduras (cm)  
Longitudinal:   
Trasversal:

Espessura(cm):

Situar a laje na face inferior das vigas

Indeformável no seu plano (ver Opções de Cálculo)

Vigas periféricas

Pré-dimensionamento  
 Ficha pré-definida  
 Secção  
 Viga de laje fictícia

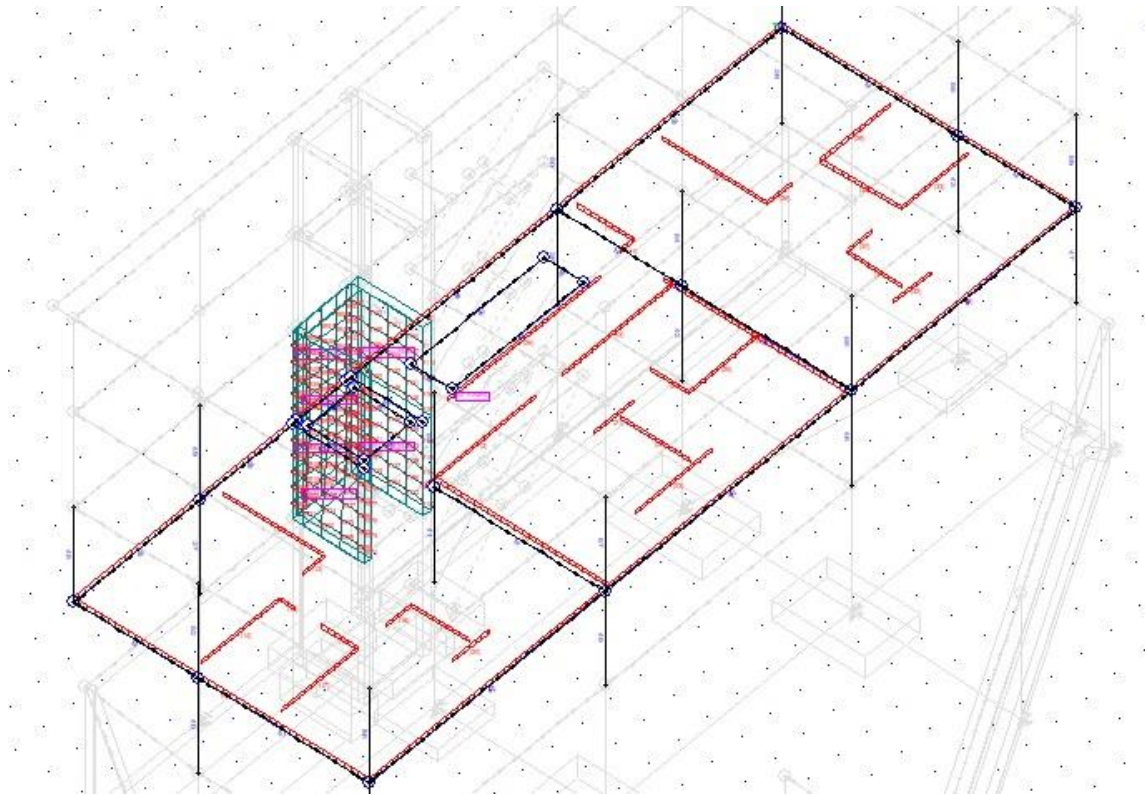
Ficha pré-definida  
Nome:

Secção  
Série:    
Perfil:

Posicionamento  
 Interior  
 Centrada  
 Exterior

**Figura 15 - Configuração da Laje de Cobertura**

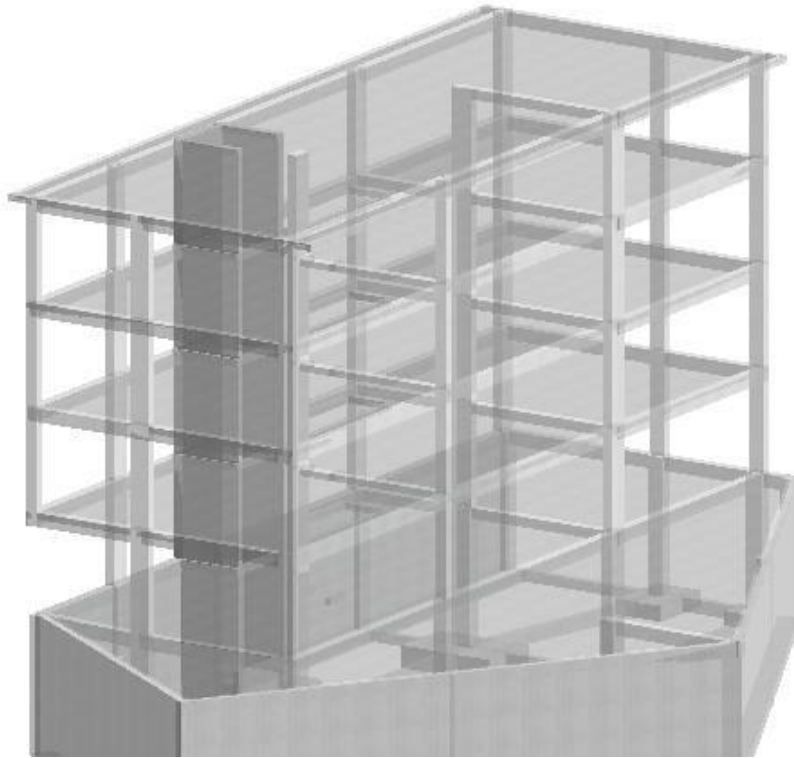
As ações lineares pertinentes as paredes internas e externas, foram meticulosamente integradas nos locais correspondentes a geometria e à arquitetura da estrutura, conforme exemplificado na Figura 16.



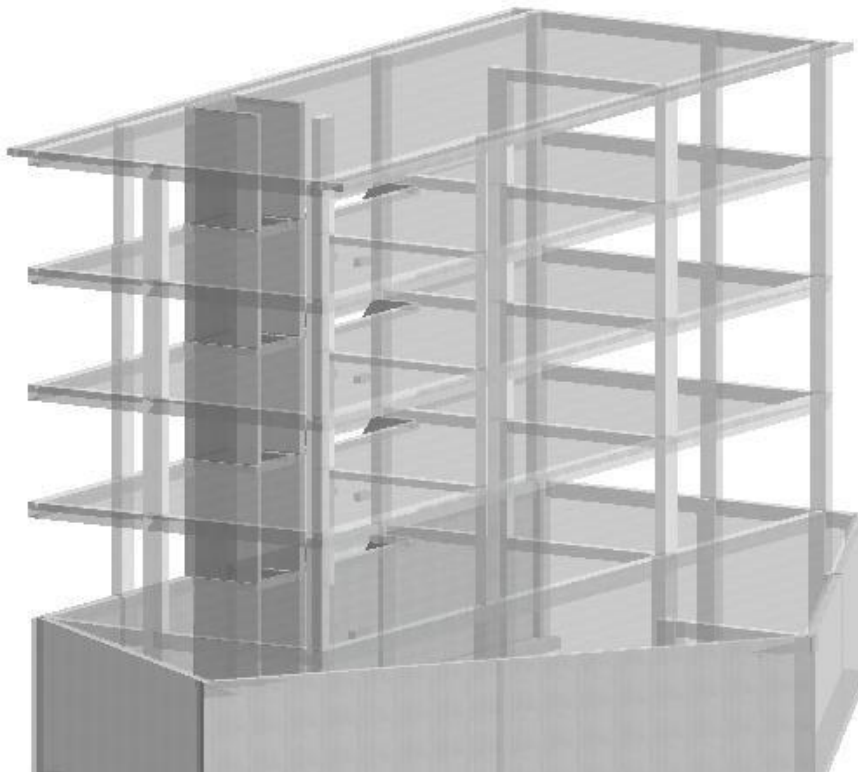
**Figura 16 - Ações Lineares Introduzidas no plano**

Com as ações previamente introduzidas, procedemos a verificação da geometria da estrutura, com o objetivo de assegurar que não houvesse qualquer imperfeição na forma como ela foi moldada. Essa etapa de verificação foi fundamental para garantir a integridade e a precisão do modelo estrutural, fornecendo uma base sólida para análises posteriores.

Foram estudadas duas alternativas para estrutura devido uma parte do edifício estar em consola, sendo escolhido os locais onde foram introduzidos os pilares de forma com que a consola não ficasse com um balanço muito grande. Mesmo assim, optou por se estudar duas hipóteses para isso, sendo elas a colocação de um pilar na ponta da consola ou não, como mostra nas Figura 17 e Figura 18. A escolha da alternativa é explicada mais a frente no capítulo 5.4.



**Figura 17 - Alternativa com o pilar**



**Figura 18 - Alternativa sem o pilar**

## 5.2 Introdução da Ação Sísmica na Estrutura

Antes de iniciar o cálculo dos esforços e a determinação das armaduras, foram introduzidas as ações sísmicas. No software TRICALC, é necessário inserir dados como a localização do projeto, o tipo de terreno e o tipo de sismo. Além disso, é necessário especificar o tipo de estrutura, a classe de ductilidade e a classe de importância, conforme já explicado no capítulo 4. No entanto, ainda é necessário realizar verificações adicionais para determinar o tipo de sistema estrutural e as disposições de regularidade em planta e altura.

### 5.2.1 Tipos de Sistemas Estruturais

Os edifícios de betão armado, sobretudo em áreas sujeitas a atividades sísmicas, são classificados em diversos tipos de estrutura, com base em seu comportamento perante as ações horizontais. O Eurocódigo 8 [4], oferece uma abordagem sistemática para essa classificação, identificando cinco tipos principais de sistemas estruturais, sendo elas:

- Sistema porticado, caracterizado pelo suporte das cargas verticais e laterais predominantemente por pórticos. Sua resistência ao corte na base do edifício é superior a 65% da resistência total ao corte do sistema.
- Sistema de parede, que sustenta tanto as cargas verticais como horizontais por meio de paredes estruturais. Nesse caso, a resistência ao corte na base do edifício também deve ultrapassar os 65% da resistência total ao corte do sistema.
- Sistema misto, combina elementos dos sistemas porticado e de parede, no qual o suporte das cargas verticais é feito essencialmente pelo sistema pórtico, e a resistência as cargas laterais é partilhada pelo sistema pórtico e pelas paredes estruturais.

Ainda existe o sistema misto equivalente a pórtico e o sistema misto equivalente a parede. Na sua variante equivalente a pórtico, a resistência ao corte do sistema porticado na base do edifício deve ser superior a 50% da resistência total ao corte. Já na variante equivalente a parede, a resistência ao corte das paredes na base deve superar os 50% da resistência sísmica total ao corte.

Para o edifício em estudo foi considerado o sistema porticado.

## 5.2.2 Regularidade em Planta

Um edifício é classificado como regular em planta se:

- A distribuição de rigidez e massa é aproximadamente simétrica em relação a dois eixos ortogonais.
- Possuir uma forma compacta, onde cada piso é delineado por uma linha poligonal convexa. Mesmo em casos de reentrâncias, ainda pode ser considerado regular, desde que a área externa a linha de contorno do piso não ultrapasse 5% da área total do piso.

$$\frac{A_r}{A_e + A_r} \leq 0,05$$

Sendo:

$A_r$  – Área de reentrância em planta;

$A_e$  – Área total em planta.

Edifício em estudo:

$$\frac{0}{378,93 + 0} (=) 0 \leq 0,05$$

- Os pisos devem funcionar como diafragmas, com uma rigidez no plano significativamente maior do que a dos elementos verticais. Formas em L, C, H, I e X devem ser avaliadas para verificar se a rigidez das extremidades é comparável à da região central.
- As dimensões em planta devem atender a condição de esbelteza:

$$\lambda = \frac{L_{max}}{L_{min}} \leq 4$$

$$\lambda = \frac{24.15}{8.75} (=) 2.76 \leq 4$$

- Os efeitos de torção são minimizados, ou seja, é necessário verificar a excentricidade estrutural  $e_0$ , e o raio de torção  $r$  para cada direção conforme as seguintes expressões:

$$e_0 \leq 0,3 \cdot r$$

$$r \geq I_s$$

sendo:

$e_0$  - distância entre o centro de rigidez e o centro de gravidade (medido na direção perpendicular a direção de cálculo considerada);

$r$  - Raio de Rotação;

$I_s$  - raio de giração da massa do piso em planta.

Para verificar a conformidade com as exigências do Eurocódigo, foram elaboradas duas folhas de cálculo para a verificação da regularidade em planta. Utilizando as expressões a seguir:

$$r_x = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_x}}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_y}}$$

$$K_\theta = \sum[(x_i - x_{CR})^2 \cdot k_{y,i} + (y_i + y_{CR})^2 \cdot k_{x,i}]$$

Sendo:

$K_\theta$  - Rigidez de torção;

$K_{x,y}$  - Rigidez lateral;

$Y_{cr}$  - Distância segundo o eixo y do centro de rigidez;

$X_{cr}$  - Distância segundo o eixo x do centro de rigidez.

Tabela 13 - Folha de Cálculo 1 para regularidade em planta

Pilares	Secção	Base	Altura	Xi	Yi	Kx,i	lx	Xi * lx	Ky,i	ly	Yi * ly	Xi * Ky,i	Yi * Kx,i
48	30x30	0.3	0.3	0.15	8.6	1937181	0.0007	0.0001	1937181	0.0007	0.0058	290577.2	16659757.7
49	30x60	0.3	0.6	4.3	8.6	15497449	0.0054	0.0232	3874362	0.0014	0.0116	16659758	133278061
50	30x50	0.3	0.5	16.5	8.6	8968431	0.0031	0.0516	3228635	0.0011	0.0097	53272481	77128507.7
51	30x50	0.3	0.5	24	8.6	8968431	0.0031	0.0750	3228635	0.0011	0.0097	77487245	77128507.7
52	60x30	0.6	0.3	0.15	5.1	3874362	0.0014	0.0002	15497449	0.0054	0.0273	2324617	19565529.3
53	30x60	0.3	0.6	8.05	5.1	15497449	0.0054	0.0435	3874362	0.0014	0.0068	31188616	78262117.3
54	60x35	0.6	0.35	16.5	5.1	6152344	0.0021	0.0354	18080357	0.0063	0.0318	2.98E+08	31069335.9
55	50x30	0.5	0.3	24	3.5	3228635	0.0011	0.0270	8968431	0.0031	0.0110	2.15E+08	11332509.6
56	50x30	0.5	0.3	0.15	0.2	3228635	0.0011	0.0002	8968431	0.0031	0.0005	1345265	484295.281
57	35x60	0.4	0.6	8.02	0.2	18080357	0.0063	0.0505	6152344	0.0021	0.0003	49341797	2712053.57
58	30x60	0.3	0.6	16.5	0.2	15497449	0.0054	0.0891	3874362	0.0014	0.0002	63926977	2324617.35
59	50x30	0.5	0.3	24	0.2	3228635	0.0011	0.0270	8968431	0.0031	0.0005	2.15E+08	484295.281

Tabela 14 - Folha de Cálculo 2 para regularidade em planta

Kx	Ky	Xcg	Ycg	Xcr	Ycr	$((Xi-Xcr)^2)*Ky,i+((Yi-Ycr)^2)*Kx,i$	Ke	rx	ry
104159359.1	86652981.5	12.58	4.18	8.63	7.58	141318912.6 1217828284 1542301100 2522999043 99154615.75 646292052 1159221809 5205593435 274433.9923 396128019 1055143814 5165888971	19152144490	13.56	14.87

Com os valores do centro de rigidez e centro de gravidade podemos encontrar a distância das duas direções entre o centro de gravidade e o centro de rigidez:

$$e_{0x} = 12,58 - 8,63 = 3,95 \text{ m}$$

$$e_{0y} = 7,58 - 4,18 = 3,4 \text{ m}$$

Para edifícios de planta retangular e massa uniforme pode-se adotar:

$$I_s = \sqrt{\frac{B^2 + H^2}{12}} = \sqrt{\frac{24,15^2 + 8,75^2}{12}} = 7,41$$

Portanto já com os dados necessário para realizar a verificação:

Em x

$$3,95 \leq 0,3 \cdot 13,56 \rightarrow 3,95 \leq 4,07 \text{ ok!}$$

$$13,56 \geq 7,41 \text{ ok!}$$

Em y

$$3,4 \leq 0,3 \cdot 14,87 \rightarrow 3,4 \leq 4,46 \text{ ok!}$$

$$14,87 \geq 7,41 \text{ ok!}$$

Conforme os critérios mencionados acima e para efeitos de torção reduzidos, a excentricidade estrutural  $e_o$ , e o raio de torção  $r$  verificam, considerando assim a estrutura regular em planta.

### **5.2.3 Regularidade em Altura**

Para um edifício ser considerado regular em altura, diversos critérios devem ser atendidos, conforme delineado a seguir:

#### 1. Continuidade Vertical:

- Todos os elementos estruturais verticais, tais como núcleos, paredes estruturais ou pórticos, devem manter uma continuidade desde a fundação até o topo do edifício. Em casos onde há andares recuados a diferentes alturas, essa continuidade deve ser mantida até o topo da zona considerada no edifício.

#### 2. Rigidez Lateral e Distribuição de Massa Constantes:

- A rigidez lateral e a distribuição de massa em cada piso devem permanecer constantes ou apresentar uma redução gradual, sem mudanças bruscas, desde a base até o topo do edifício.

### 3. Relação de Resistência entre Pisos Adjacentes:

- Nos edifícios com estrutura porticada, é essencial que a relação entre a resistência real do piso e a resistência exigida pelo cálculo não varie desproporcionalmente entre pisos adjacentes.

### 4. Ausência de Recuos na Estrutura:

- Para manter a regularidade em altura, não devem existir recuos na estrutura do edifício. Caso recuos sejam necessários, condições específicas devem ser atendidas, incluindo limites de dimensão e simetria axial, conforme descrito nas diretrizes aplicáveis.

A estrutura foi considerada regular em altura, pois obedece os critérios indicados pelo EC8 [4], mencionados acima.

## 5.2.4 Introdução das ações sísmicas no Tricalc

A partir das informações detalhadas e das classificações relevantes mencionadas anteriormente, foi preenchida a tabela de ação sísmica no software TRICALC. A introdução destas informações é crucial para permitir a incorporação precisa dos dados no cálculo automatizado realizado pelo programa (Figura 19).

The image shows a screenshot of the TRICALC software interface for seismic action classification. The interface is divided into several sections:

- Localização da estrutura:** Includes a field for normalized reference maximum acceleration  $agR/g = 0.173$ , a checkbox for "Nas Ilhas dos Açores", and a "Selecionar Localização" button.
- Tipo de Terreno:** A dropdown menu set to "C: Depósitos profundos de areia compacta ou medianas".
- Tipo de espectro:** Radio buttons for "Tipo 1" and "Tipo 2", with "Tipo 2" selected.
- Massas que intervêm no sismo:** A checkbox "Utilizar os valores da Norma" is checked. Below it are input fields for "Coeficiente redutor  $f_i$ " (0.80), "Fração das sobrecargas" (0.24), "Fração ação da neve" (0.00), and "Fração das ações móveis" (0.24).
- Tipo de Estrutura:** Includes dropdowns for "Classe de Utilidade" (DCM: Média capacidade de dissipação de energia), "Classe de Importância" (II: Edifícios correntes não pertencentes às outras categor), and "Materiais do sistema estrutural contra sismo" (Estrutura resistente ao sismo, de betão armado). It also has a dropdown for "Tipologia do sistema estrutural contra sismo" (Sistema porticado).
- Checkboxes:** "A estrutura é regular em planta" and "A estrutura é regular em altura" are checked. "Coeficiente de comportamento automático" is also checked.
- Input fields:** "Valor básico do coeficiente de comportamento,  $q_0$ " (4.55) and "Coeficiente de comportamento,  $q$ " (4.55).
- Outros:** "Cota do terreno" (0 cm) and a checkbox "Considerar ação sísmica vertical" (unchecked).

**Figura 19 - Classificação da Ação Sísmica no Tricalc**

## **5.3 Dimensionamento com Cálculo Automático**

Realizou-se o pré-dimensionamento dos elementos que compõem a estrutura, seguindo os critérios estabelecidos nos Eurocódigos 2[3] e 8[4], com o auxílio de um programa de cálculo automático. O pré-dimensionamento deve ser realizado de forma a garantir a verificação da segurança relativamente aos estados limites estipulados pelo ECo [1], que se dividem em dois tipos:

- Estados Limites Últimos: Referem-se a situações de danos graves que podem comprometer a segurança das pessoas ou dos bens, estando associados ao colapso ou a outras formas de falha estrutural.
- Estados Limites de Utilização: Referem-se a danos de menor gravidade que afetam apenas o funcionamento da estrutura, bem como seu aspeto e o conforto das pessoas.

### **5.3.1 Aspetos Gerais**

Ao dimensionar e detalhar elementos estruturais conforme os Eurocódigos 2 [3] e 8 [4], é fundamental observar um conjunto de regras transversais que garantem a segurança e a funcionalidade das estruturas. Estas normas incluem tanto limites máximos, quanto mínimos para as armaduras, bem como requisitos específicos para sua pormenorização. Seguidamente, destacam-se os principais pontos a serem observados:

- Recobrimento de armaduras;
- Distância mínima entre varões;
- Diâmetros mínimos de dobragem de varões;
- Comprimento de amarração;
- Comprimentos de emenda de armaduras.

#### **5.3.1.1 Recobrimento de Armaduras**

O recobrimento de armaduras refere-se a menor distância entre a superfície externa de uma armadura e a superfície do betão que a envolve. Essa medida é crucial para garantir a durabilidade e a proteção da armadura contra agentes agressivos, como a umidade e substâncias químicas, além de assegurar a adequada aderência entre o betão e a armadura.

O cálculo do recobrimento é realizado de acordo com a cláusula 4.4.1.1 da norma Eurocódigo 2 [3], que estabelece os critérios e parâmetros para definir essa distância mínima chegando aos valores indicados na Tabela 15.

**Tabela 15 - Recobrimento de Armaduras**

Elemento Estrutural	Classe de Exposição	Classe de Resistência do Betão	$C_{min}$ [mm]	$\Delta C_{dev}$	$C_{nom}$ [mm]
Pilares, Paredes, vigas e lajes	XC1	C30/37	25	10	35
Sapatas, lintéis e Muro de Suporte	XC2	C30/37	25	10	50

### 5.3.1.2 Distância mínima entre Varões

Segundo EC2 [3] 8.2, a distância entre varões deve permitir uma boa betonagem e uma compactação do betão satisfatória, assegurando adequadas condições de aderência. A distância livre (horizontal e vertical) entre varões paralelos ou entre camadas horizontais de varões paralelos, não deverá ser inferior ao maior dos seguintes valores:  $k_1$  vezes o diâmetro do varão,  $(d_g + k_2 \text{ mm})$ , em que  $d_g$  é a dimensão máxima do agregado, ou 20 mm. Os valores de  $k_1$  e  $k_2$  a serem utilizados em um determinado país são especificados no respetivo Anexo Nacional, sendo os valores recomendados 1 e 5 mm, respetivamente.

Nos casos em que os varões são colocados em diferentes camadas horizontais, os varões de cada camada devem sobrepor-se em fiadas verticais. Devendo garantir um espaço suficiente entre as fiadas de varões assim constituídas, para permitir a passagem dos vibradores e assegurar uma boa compactação do betão.

$$d_{min} = \text{máx}\{k_1 \cdot \varnothing; d_g + k_2; 20\text{mm}\}$$

Sendo:

- $d_{min}$  – Distância mínima entre varões;
- $k_1$  – Igual a 1;
- $k_2$  – Igual a 5 ;
- $\varnothing$  – Diâmetro do varão em mm;
- $d_g$  – Dimensão máxima do agregado, admite-se 20mm.

Aplicando a expressão anterior e considerando que o diâmetro máximo utilizado neste projeto é de 25 mm, obteve-se o seguinte valor para a distância mínima entre varões:

$$d_{min} = \text{máx}\{1 \cdot 25; 20 + 5; 20\text{mm}\} = 25\text{mm}$$

### 5.3.1.3 Diâmetros mínimos de dobragem de varões

De acordo com EC2 [3] 8.3 o diâmetro mínimo de dobragem de um varão deve ser suficiente para evitar o aparecimento de fendas no varão e a rotura do betão no interior da curva do varão.

Para prevenir danos à armadura, o diâmetro de dobragem do varão não deve ser inferior a  $\emptyset_{m,min}$ .

$$\emptyset_{m,min} = \{4\emptyset \text{ se } \emptyset \leq 16\text{mm}; 7\emptyset \text{ se } \emptyset > 16\text{mm}\}$$

Sendo:

- $\emptyset_{m,min}$  – Diâmetro mínimo de dobragem de varões;
- $\emptyset$  – Diâmetro do varão.

Aplicando a expressão anterior, determina-se os valores dos diâmetros mínimos de dobragem de varões mostrados na Tabela 16.

**Tabela 16 - Diâmetros mínimos de dobragem de varões**

$\emptyset$ [mm]	$\emptyset_{m,min}$ [mm]
8	32
10	40
12	48
16	64
20	140
25	175

### 5.3.1.4 Comprimento de amarração

O comprimento de amarração,  $l_{bd}$ , é o prolongamento dos varões necessário para garantir a transmissão das forças de aderência para o betão. Esse prolongamento pode ser reto ou em cotovelo, podendo incluir ganchos ou cotovelos com características geométricas

específicas, dependendo da capacidade de aderência dos varões ao betão e do tipo de esforços a que estão submetidos.

De acordo com EC2 [3] 8.4.3 e 8.4.4, o comprimento de amarração deve considerar o tipo de aço utilizado e suas propriedades de aderência. Admitindo que os varões estão sempre comprimidos, a situação mais desfavorável, os comprimentos de amarração de cálculo são apresentados na Tabela 17.

**Tabela 17 - Comprimento de amarração de cálculo**

$\varnothing$ [mm]	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha_3$	$\alpha_4$	$\alpha_5$	$l_{bd}$ [mm]	$l_{bd,adotado}$ [mm]
8						0,29	0,3
10						0,36	0,4
12						0,44	0,5
16	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,58	0,6
20						0,73	0,7
25						0,91	0,9

Sendo:

- $\alpha_1$  é o coeficiente que tem em consideração o efeito da forma dos varões admitindo um recobrimento adequado;
- $\alpha_2$  é o coeficiente que tem em consideração o efeito de recobrimento mínimo do betão;
- $\alpha_3$  é o coeficiente que tem em consideração o efeito de cintagem das armaduras transversais;
- $\alpha_4$  é o coeficiente que tem em consideração a influência de varões transversais soldados;
- $\alpha_5$  é o coeficiente que tem em consideração o efeito de pressão ortogonal ao plano de fendimento ao longo do comprimento de amarração de cálculo;
- $l_{bd}$  é o comprimento de amarração.

### **Amarração de armaduras transversais**

Conforme EC8 [4] 5.6.1, as cintas usadas como armaduras transversais em vigas, paredes e pilares devem ter estribos fechados com ganchos dobrados a 135° e comprimentos de amarração de  $10 d_{bw}$ . Para os pilares, se o esforço normal na situação de projeto sísmico

resultar em tração, os comprimentos de amarração definidos pelo EC2 [3], devem ser aumentados em 50%.

### 5.3.1.5 Comprimento de emenda de armadura

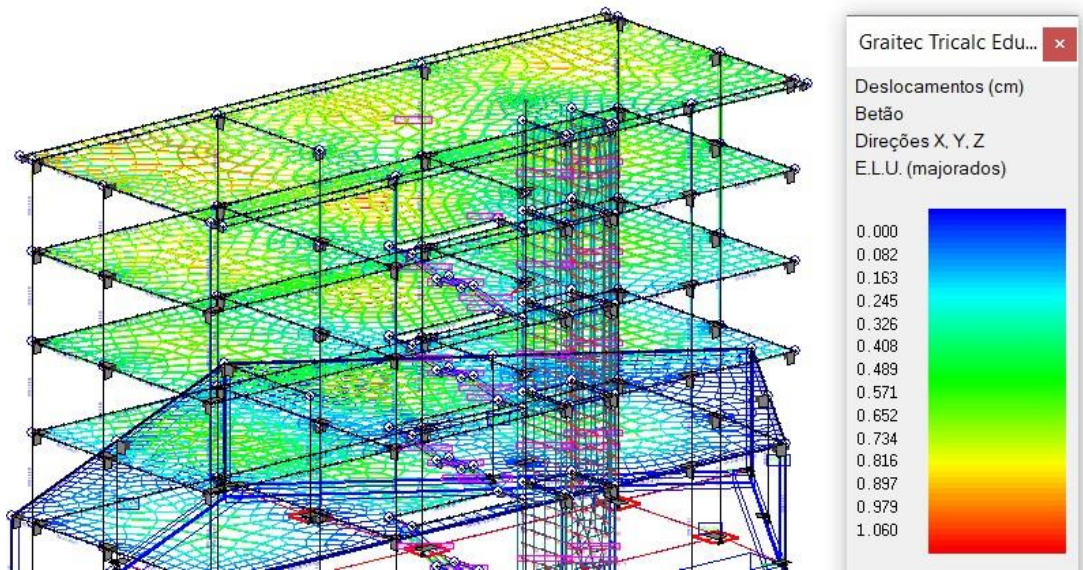
O comprimento de emenda de armaduras é fundamental para assegurar a transmissão de esforços entre os varões e garantir a integridade estrutural do betão. Esse comprimento pode ser obtido por soldadura, dispositivos mecânicos ou sobreposição de varões. De acordo com EC2 [3] 8.7, as sobreposições devem não apenas garantir a transmissão dos esforços, mas também prevenir o destacamento do betão nas proximidades das emendas e evitar a formação de fendas largas que possam comprometer o desempenho estrutural. Os comprimentos de armadura necessários para essas emendas estão detalhados na Tabela 18.

**Tabela 18 - Comprimentos de emenda adotados**

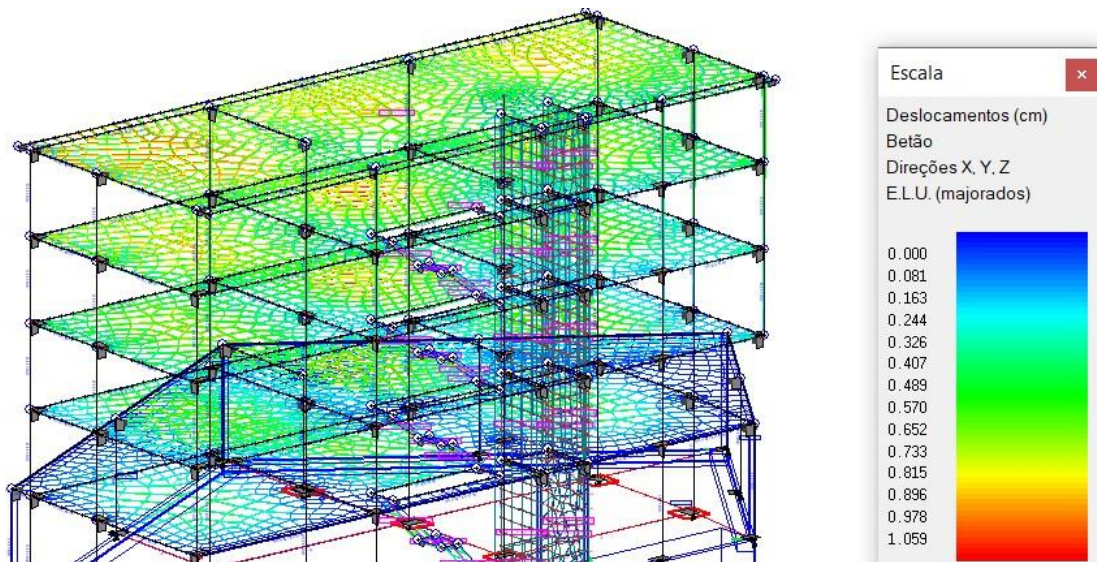
$\emptyset$ [mm]	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha_3$	$\alpha_4$	$\alpha_5$	$l_0$ [mm]	$l_{0,adotado}$ [mm]
8						0,62	0,6
10						0,78	0,8
12						0,93	0,9
16	1,0	1,0	1,0	1,0	1,5	1,24	1,25
20						1,55	1,55
25						1,94	1,95

## 5.4 Escolha da Alternativa

Após a introdução das ações sísmicas, verificação da geometria e cálculo dos esforços, foi verificado os deslocamentos na estrutura de modo a poder-se comparar esse valor na zona da consola, com e sem o pilar, em prol de se tirar uma conclusão para a escolha, na Figura 20 e Figura 21 mostra-se os deslocamentos na estrutura para as duas alternativas:



**Figura 20 - Deslocamentos da Alternativa sem o pilar**



**Figura 21 – Deslocamentos com Alternativa com o pilar**

Os deslocamentos na zona da consola são muito semelhantes para as duas alternativas, o maior deslocamento nem se encontra na consola, mas sim a meio da laje. Dessa forma, foi escolhido a alternativa com o pilar, visando ajudar na fase construtiva.

## Capítulo 6 – Dimensionamento

Neste capítulo, serão abordados o dimensionamento dos elementos estruturais e os resultados obtidos pelo cálculo automático utilizando o software TRICALC. Inicialmente, será apresentado o processo de dimensionamento dos elementos estruturais. Além disso, será realizado um estudo comparativo, onde uma laje e uma viga serão dimensionados manualmente de forma expedita para permitir uma comparação direta com os resultados gerados pelo TRICALC.

### 6.1 Lajes

O Edifício estudado é constituído por lajes maciças com vigas, inicialmente, apenas nos bordos. Estas lajes tem a função de transmitir os esforços a essas vigas, que posteriormente conduzem os esforços aos pilares, ou diretamente aos pilares, e assim sucessivamente até às fundações.

Todas as lajes do edifício possuem 20 cm de espessura, exceto a laje de cobertura com 17 cm e as das escadas com 15 cm de espessura. Sendo todas são armadas nas direções x e y, com base nos esforços calculados no modelo estrutural.

Foram acrescentadas vigas interiores nas lajes para ajudar na resistência ao punçoamento nos pilares interiores, pois nos primeiros cálculos foi verificado muita armadura nessas zonas. A localização e dimensão destas vigas teve em consideração o projeto arquitetónico, tendo uma delas a altura igual à da laje, 20 cm, e a outra uma altura de 30 cm, no entanto localizada numa zona onde está prevista uma parede divisória como mostra na Figura 22.

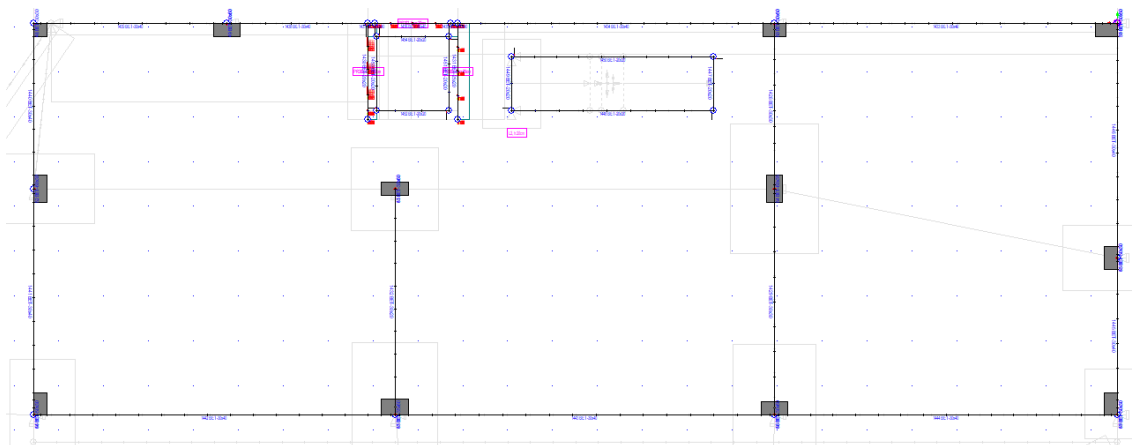
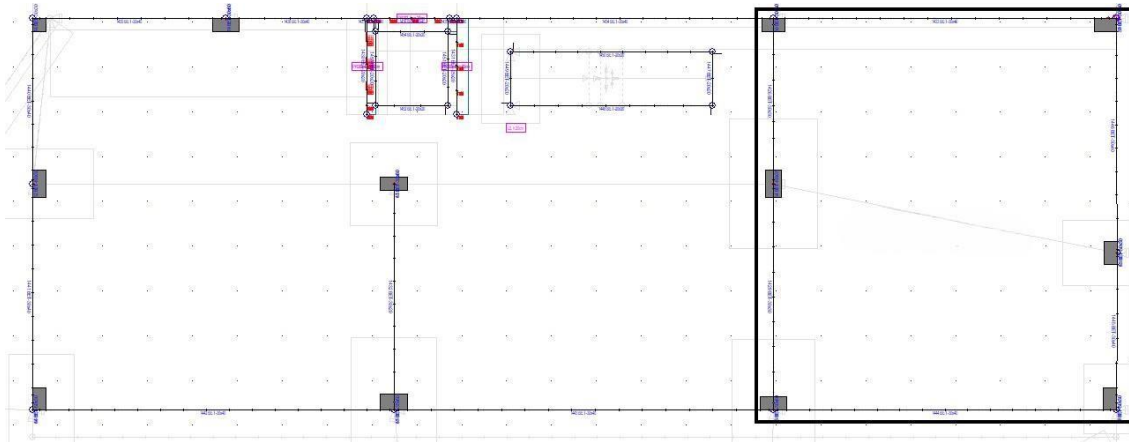


Figura 22 - Laje Exemplo

### 6.1.1 Dimensionamento manual de laje de pavimento

Foi calculada parte de uma laje de modo a poder-se efetuar a comparação dos resultados obtidos pelo cálculo manual e pelo cálculo automático.



**Figura 23 - Painel Estudado**

$$\frac{l_{max}}{l_{min}} = \frac{8,75}{7,65} = 1,14 < 2 \rightarrow \text{Armado nas duas direções}$$

Sendo:

$l_{max}$  - vão maior;

$l_{min}$  - vão menor.

#### **Pré – Dimensionamento**

Altura da secção:

- Regra Empírica:

$$h = \frac{l_{min}}{30 \text{ a } 35} = \frac{7,65}{30 \text{ a } 35} = 0,21 \text{ a } 0,25 \text{ m}$$

adota-se 0,20m

Ações:

- Cargas Permanentes:

Peso próprio da laje:  $\gamma_{\text{betão}} \times \text{espessura}$

$$25 \cdot 0,20 = 5 \text{ kN/m}^2$$

Peso próprio do revestimento: 1,5 kN/m<sup>2</sup>

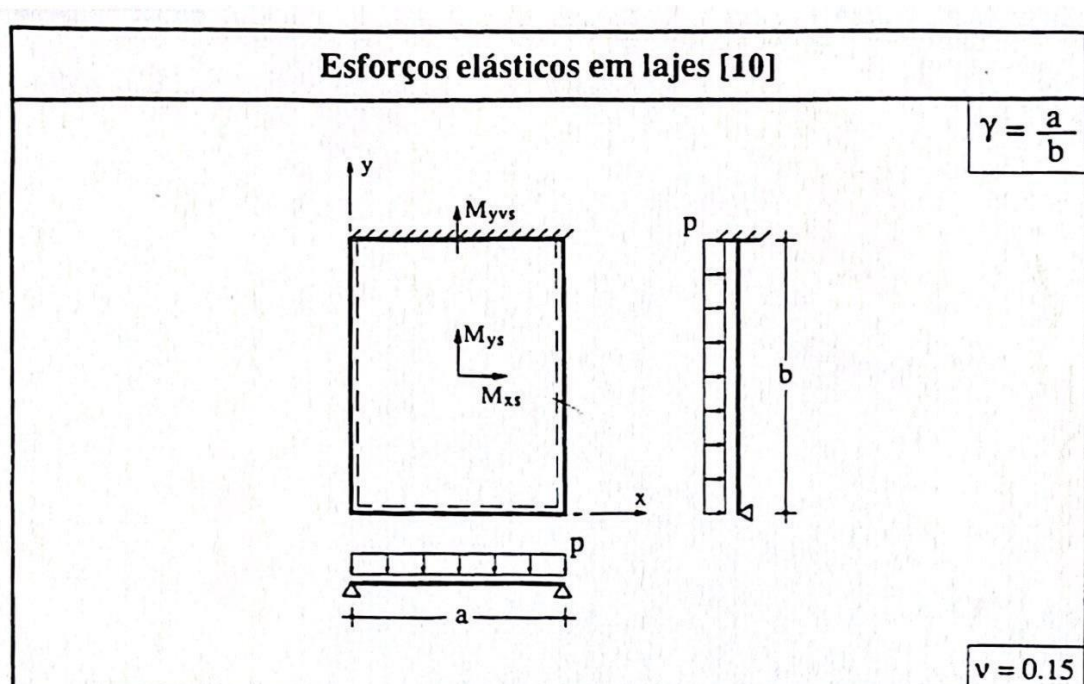
Peso próprio das paredes divisórias: 2,1 kN/m<sup>2</sup>

- Cargas Variáveis:

Sobrecarga no pavimento: 2 kN/m<sup>2</sup>

$$q_{ed} = \gamma_g \cdot CP + \gamma_q \cdot CV = 1,35 \cdot 8,5 + 1,5 \cdot 2 = 14,48 \text{ kN/m}^2$$

**Cálculo dos esforços de dimensionamento (utilizando tabela de Barês):**



**Figura 24 - Esquema do painel segundo tabela de Barês**

Em que:

$$a = 8.75, b = 7.65, \gamma = \frac{8.75}{7.65} = 1.14$$

Por interpolação linear:

$$M_{xs} = 0.0208 \cdot q_{ed} \cdot a^2 = 23.05 \text{ kNm/m}$$

$$M_{ys} = 0.0414 \cdot q_{ed} \cdot b^2 = 35.08 \text{ kNm/m}$$

$$M_{yvs} = -0.0942 \cdot q_{ed} \cdot b^2 = -79.82 \text{ kNm/m}$$

Sendo:

$M_{xs}$  – Momento positivo segundo XX [kNm/m];

$M_{ys}$  – Momento positivo segundo YY [kNm/m];

$M_{yvs}$  – Momento negativo segundo YY[kNm/m].

Recobrimento nominal ( $c_{nom}$ ):

Como referido no capítulo 5.3.1.1 utiliza-se 25mm.

Altura Útil:

$$d = h - c - \emptyset$$

sendo:

d – Altura útil, [cm];

h – Altura da secção, [cm];

c – Recobrimento nominal, [cm];

$\emptyset$  – Diâmetro do varão longitudinal, [cm].

Hipótese usando Ø12:

$$d = 20 - 2.5 - 1.2 = 16.3\text{cm}$$

Momento fletor reduzido:

$$\mu = \frac{M_{ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

Sendo:

$\mu$  – Momento fletor reduzido;

$M_{ed}$  – Valor de Cálculo do momento fletor atuante, [kNm/m];

$b$  – Largura da secção transversal, [m];

$d$  – Altura útil, [m];

$f_{cd}$  – Valor da tensão de rotura à compressão, [MPa].

Percentagem mecânica de armadura:

$$\omega = \mu \cdot (1 + \mu)$$

Sendo:

$\omega$  - Percentagem mecânica de armadura;

$\mu$  – Momento fletor reduzido.

Área de armadura:

$$A_s = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{syd}}$$

Sendo:

$A_s$  - Área da armadura longitudinal, [cm<sup>2</sup>/m];

$\omega$  - Percentagem mecânica de armadura;

$b$  – Largura da secção transversal, [m];

d – Altura útil, [m];

$f_{cd}$  – Valor da tensão de rotura a compressão, [MPa];

$f_{syd}$  – Valor da tensão de cedência a tração do aço, [MPa].

Executado o cálculo, utilizando as fórmulas explicadas acima, obteve-se os valores de armaduras longitudinais para laje conforme a Tabela 19:

**Tabela 19 - Valores de Armaduras Calculados Manualmente**

Momento [kNm/m]	$\mu$	$\omega$	$A_s$ [cm <sup>2</sup> /m]	$A_{s,adotado}$ [cm <sup>2</sup> /m]
23.05	0.00707	0.00712	0.54	3.93(Ø10//20)
35.08	0.01076	0.01076	0.82	3.93(Ø10//20)
-79.82	0.02448	0.02389	-1.79	3.93(Ø10//20)

Verificação da quantidade de armadura

Armadura mínima:

$$A_{s,min} = 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0.0013 \cdot b_t \cdot d$$

Sendo:

$A_{s,min}$  – Área mínima recomendada para a armadura longitudinal de tração, [cm<sup>2</sup>/m];

$f_{ctm}$  - Valor médio da tensão de rotura do betão a tração simples, [MPa];

$f_{yk}$  – Valor característico da tensão de cedência a tração do aço das armaduras para betão armado, [MPa];

$b_t$  - Largura média da zona tracionada, [cm];

d – Altura útil de uma secção transversal, [cm].

$$A_{s,min} = 0.26 \cdot \frac{2.9}{500} \cdot 1 \cdot 0.163 \cdot 10^4 \geq 0.0013 \cdot 1 \cdot 0.163 \cdot 10^4$$

$$A_{s,min} = 2.45 \text{ cm}^2 \geq 2.119 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{s,min} = 2.45 \text{ cm}^2 \leq A_{s,ef} = 3.93 \text{ cm}^2$$

Armadura máxima:

$$A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c$$

Sendo:

$A_{s,máx}$  – Área máxima recomendada para a armadura longitudinal de tração ou de compressão, [cm<sup>2</sup>/m];

$A_c$  - Área da secção, [cm<sup>2</sup>].

$$A_{s,max} = 0.04 \cdot (1 \cdot 0.2) \cdot 10^4 = 80 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{s,ef}$$

Verificação do espaçamento máximo de varões:

$$S_{max} = 2 \cdot h$$

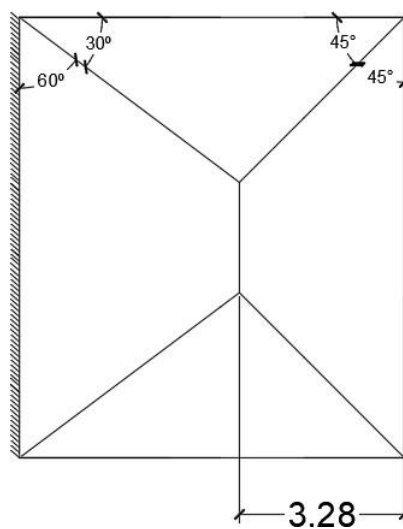
Sendo:

$S_{max}$ -Espaçamento máximo de varões, [cm<sup>2</sup>];

$h$  – Altura da secção, [cm].

$$S_{max} = 2 \cdot 0.2 = 40 \geq 25 \text{ cm} \rightarrow S_{max} = 25 \text{ cm} \geq S_{ef+}; S_{ef-}$$

Verificação da Segurança ao ELU de resistência ao Esforço Transverso:



**Figura 25-Linhas de Rotura do painel**

$$V_{Ed} = q_{Ed} \cdot L \rightarrow V_{Ed} = 14.48 \cdot 3.28 = 47.5 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \geq (0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Sendo:

$V_{Rd,c}$  – Valor de cálculo do esforço transversal resistente do elemento sem armadura de esforço transversal, [kN/m];

$C_{Rd,c} = 0.18$ ;

$\gamma_c$  em que o valor do coeficiente parcial de segurança relativo ao betão,  $\gamma_c$ , é igual a 1.5;

$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2.0$  com  $d$  em mm;

$\rho_l$  – Taxa de armadura de tração necessária;

$f_{ck}$  - Valor característico de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade, [MPa];

$A_{sl}$  – Área de armadura de tração prolongada de um comprimento  $\geq (l_{bd} + d)$  para além da secção considerada, [cm<sup>2</sup>/m];

$\sigma_{cp}$  - Tensão média atuante no betão:  $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 \cdot f_{cd}$ , [MPa];

$N_{Ed}$  - Valor do esforço normal atuante para a combinação de ações utilizada (compressão com sinal positivo), [kN];

$A_c$  - Área da secção transversal de betão, [cm<sup>2</sup>];

$f_{cd}$  - Valor de cálculo da tensão de rotura à compressão, [MPa];

$b_w$  – Menor largura da secção transversal na área tracionada, [cm];

$d$  – Altura útil de uma secção transversal, [cm].

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{163}} = 2.11 \leq 2.0 \rightarrow k = 2$$

$$\rho_l = \frac{3.93 \cdot 10^{-4}}{1 \cdot 0.163} = 0.0024 \leq 0.02$$

$$V_{Rd,c} = [0.12 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0.0024 \cdot 30)^{\frac{1}{3}} + 1 \cdot 0.163 \cdot 10^3]$$

$$\geq (0.035 \cdot 2^{\frac{3}{2}} \cdot 30^{\frac{1}{2}}) \cdot 1 \cdot 0.163 \cdot 10^3$$

$$\rightarrow V_{Rd,c} = 75.53 \text{ kN/m} \geq 88.4 \text{ kN/m} \rightarrow V_{Rd,c} = 88.4 \text{ kN/m} \geq 47.5 \text{ kN/m}$$

### 6.1.2 Dimensionamento de laje de pavimento pelo cálculo automático

Na Figura 26 e Figura 27, mostram os gráficos dos momentos obtidos na laje retirados no programa TRICALC.

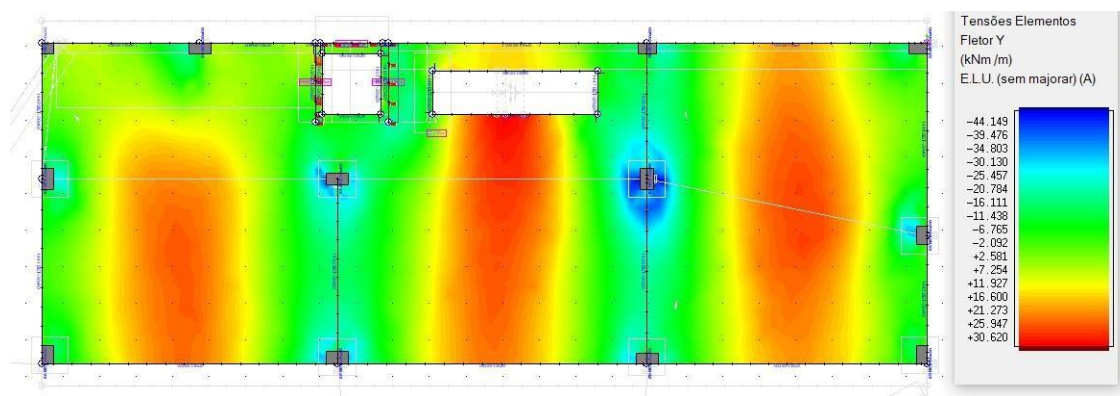


Figura 26 - Gráfico de momento fletor eixo Y

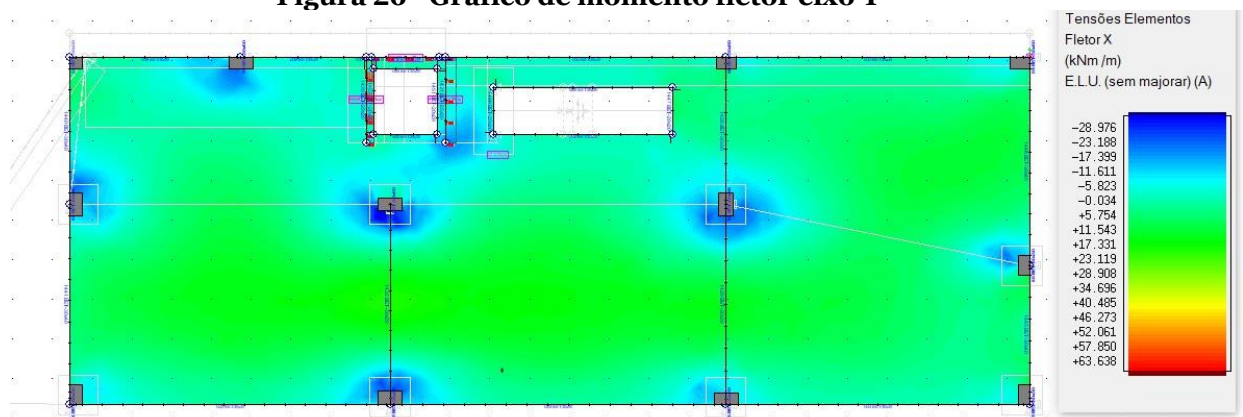


Figura 27 - Gráfico de momento fletor eixo X

Os valores de Momento encontrados foram parecidos com os calculados, mesmo tendo em conta a falta da ação sísmica no cálculo manual.

Após o cálculo das armaduras pelo TRICALC, foi configurado uma armadura base de Ø12//20 cm mostrado na Figura 28, para desta forma, ter pouca armadura de reforço, como mostrado nas peças desenhadas no anexo.

The screenshot shows the 'Armadura Base' configuration window. It includes a toolbar with icons for 'Reforços', 'Armadura Base', 'Abaco', 'Punçoamento', 'Vários', 'Ampliação', and 'Sismo'. The main configuration area is divided into several sections:

- Tipo de Armaduras:** Radio buttons for 'Varões de aço' (selected) and 'Redes eletrossoldadas'.
- Fixar Opções:** Radio buttons for 'Como percentagem' and 'Como diâmetro / separação' (selected).
- Igualar opções em ambas direções:** A checkbox that is unchecked.
- Utilizar armadura base superior:** A checked checkbox.
- Fixar Diâmetro e Separação:** A table for setting parameters for directions X and Y.
 

Direção	X	Y
Sep.superior (cm)	20	20
Sep.inferior (cm)	20	20
Ø superior	12mm	12mm
Ø inferior	12mm	12mm
- Percentagem de armadura base:** A table for setting percentage-based parameters for directions X and Y.
 

Direção	X	Y
Sep.mínima(cm)		
Módulo(cm)		
Superior % do máximo		
Inferior % do máximo		
- Minimizar núm. de varões:** A checkbox that is unchecked.
- Ømin. and Ømax.:** Two dropdown menus for minimum and maximum diameter.

**Figura 28 - Configuração das Armaduras base**

### 6.1.3 Comparação de Resultados das Lajes

O Tabela 20 resume as armaduras obtidas tanto no cálculo manual, quanto no programa de cálculo automático. Observa-se que os esforços e as armaduras determinados pelo cálculo manual são inferiores aos obtidos pelo programa de cálculo automático. Essa variação, aparentemente ocorre devido as hipóteses simplificativas adotadas durante o cálculo manual e a falta da ação sísmica.

**Tabela 20 - Comparação das Armaduras de Laje**

Armaduras	Cálculo Manual	Cálculo Automático
<b>Direção XX</b>	Ø10//20 (3.93 cm <sup>2</sup> /m)	Ø12//20 (5.65cm <sup>2</sup> /m)
<b>Direção YY</b>	Ø10//20 (3.93 cm <sup>2</sup> /m)	Ø12//20 (5.65cm <sup>2</sup> /m)

## 6.2 Vigas

Nas Vigas após a modelação e cálculo dos esforços, foi possível verificar e adotar todas com a secção 30x40, exceto as vigas introduzidas para ajudar com o punçoamento como mencionado anteriormente.

### 6.2.1 Dimensionamento manual da Viga 1443

#### Modelo de Cálculo



**Figura 29 - Modelo de Cálculo**

#### Pré-Dimensionamento

Largura da secção – Seguindo a dimensão do pilar e respeitando a arquitetura adota-se 30 cm.

Altura da Secção:

Regra empírica:

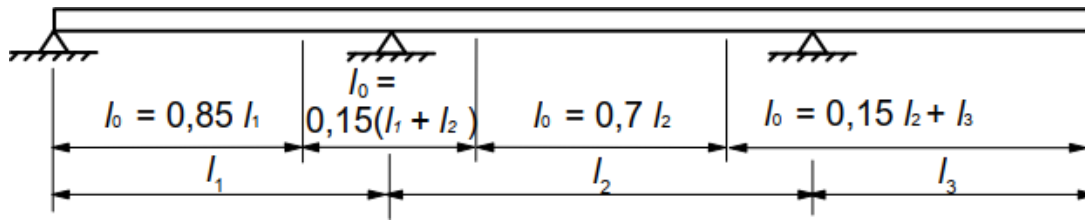
$$h = \frac{l_0}{10 \text{ a } 15}$$

sendo:

h – Altura da secção transversal;

$l_0$  – Distância entre pontos de momento nulos.

Para calcular o  $l_0$ , usa-se como base a figura a seguir:



**Figura 30 - Distância de momento nulo (Figura 5.2 EC2)**

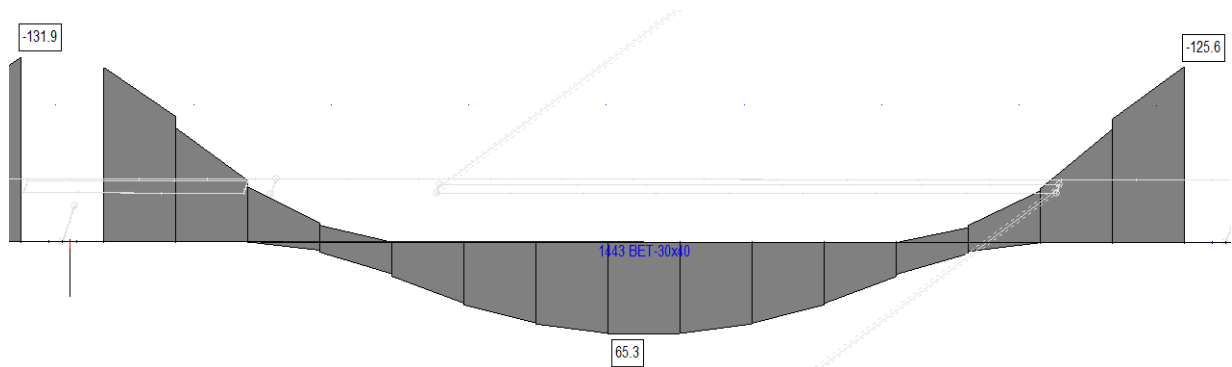
$$l_0 = 0,7 \cdot l_2 \rightarrow l_0 = 5,9 \text{ m}$$

$$h = \frac{5,9}{10 \text{ a } 15} = 0,39 \text{ a } 0,59 \text{ m}$$

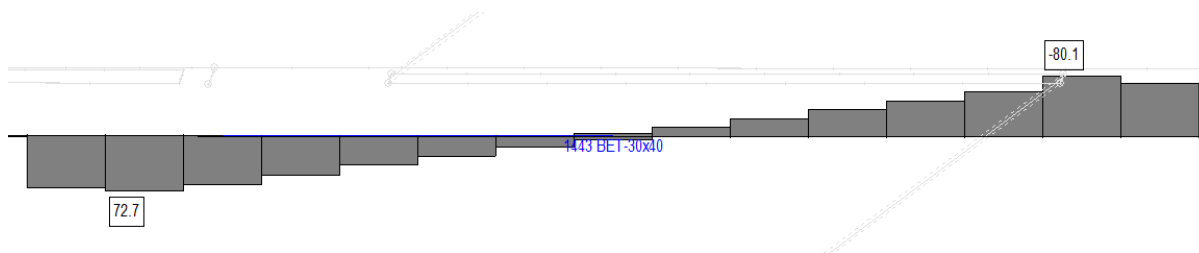
Adota-se 0,4m.

### **Esforços**

Foram retirados os esforços obtidos pelo TRICALC para realizar o cálculo das armaduras.



**Figura 31 - Momento Viga 1443**



**Figura 32 - Esforço transverso Viga 1443**

**Cálculos:**

Secção adotada 30x40.

Recobrimento – Como mencionado anteriormente foi adotado 25 mm.

Altura Útil:

$$d = h - c - \varnothing_{est} - \frac{\varnothing_l}{2}$$

sendo:

d – Altura Útil, [cm];

h – Altura da secção, [cm];

c – Recobrimento, [cm];

$\varnothing_{est}$  - Diâmetros do estribo, [cm];

$\varnothing_l$  – Diâmetros do varão longitudinal, [cm].

Hipótese usando  $\varnothing_{est} = \varnothing 8$  e  $\varnothing_l = \varnothing 12$  :

$$d = 40 - 2.5 - 0.8 - \frac{1.2}{2} = 0,36 \text{ m}$$

**Momento Fletor positivo:**  $M_{ED^+} = 65.3$  kNm.

$$\mu = \frac{M_{ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

Sendo:

$\mu$  – Momento fletor reduzido;

$M_{ed}$  – Valor de Cálculo do momento fletor atuante, [kNm/m];

$b$  – Largura da secção transversal, [m];

$d$  – Altura útil, [m];

$f_{cd}$  – Valor da tensão de rotura a compressão, [MPa].

$$\mu = \frac{65.3}{0.3 \cdot 0.36^2 \cdot 20000} = 0.030$$

$$\omega = \mu \cdot (1 + \mu)$$

Sendo:

$\omega$  - Percentagem mecânica de armadura;

$\mu$  – Momento fletor reduzido.

$$\omega = 0.030 \cdot (1 + 0.030) = 0.0309$$

Área de armadura:

$$A_s = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{syd}}$$

Sendo:

$A_s$  - Área da armadura longitudinal, [cm<sup>2</sup>/m];

$\omega$  - Percentagem mecânica de armadura;

$b$  – Largura da secção transversal, [m];

d – Altura útil, [m];

$f_{cd}$  – Valor da tensão de rotura a compressão, [MPa];

$f_{syd}$  – Valor da tensão de cedência a tração do aço, [MPa].

$$A_s = 0.0309 \cdot 0.3 \cdot 0.36^2 \cdot \frac{20}{43.5} \cdot 10^4 = 5.52 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{adota – se } 5\emptyset 12 (5.65 \text{ cm}^2)$$

### **Momentos Fletores Negativos:**

$$M_{ED^{-1}} = -131.9 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{131.9}{0.3 \cdot 0.36^2 \cdot 20000} = 0.060$$

$$\omega = 0.060 \cdot (1 + 0.060) = 0.0636$$

$$A_s = 0.0636 \cdot 0.3 \cdot 0.36^2 \cdot \frac{20}{43.5} \cdot 10^4 = 11.36 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{adota – se } 4\emptyset 20 (12.57 \text{ cm}^2)$$

$$M_{ED^{-2}} = -125.2 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{125.2}{0.3 \cdot 0.36^2 \cdot 20000} = 0.057$$

$$\omega = 0.057 \cdot (1 + 0.057) = 0.0602$$

$$A_s = 0.0602 \cdot 0.3 \cdot 0.36^2 \cdot \frac{20}{43.5} \cdot 10^4 = 10.76 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{adota – se } 4\emptyset 20 (12.57 \text{ cm}^2)$$

## Verificação da quantidade de Armadura

Armadura mínima:

$$A_{s,min} = 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0.0013 \cdot b_t \cdot d$$

Sendo:

$A_{s,min}$  – Área mínima recomendada para a armadura longitudinal de tração, [cm<sup>2</sup>];

$f_{ctm}$  – Valor médio da tensão de rotura a tração simples, [MPa];

$f_{yk}$  – Valor característico da tensão de cedência a tração do aço das armaduras para betão armado, [MPa];

$b_t$  – Largura média da zona tracionada, [cm];

$d$  – Altura útil de uma secção transversal, [cm].

$$A_{s,min} = 0.26 \cdot \frac{2.9}{500} \cdot 0.3 \cdot 0.36 \cdot 10^4 \geq 0.0013 \cdot 0.3 \cdot 0.36 \cdot 10^4$$

$$A_{s,min} = 1.62 \text{ cm}^2 \geq 1.41 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{s,min} \leq A_{s,ef} \text{ OK!}$$

Armadura máxima:

$$A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c$$

Sendo:

$A_{s,max}$  - Área máxima recomendada para a armadura longitudinal de tração ou de compressão, [cm<sup>2</sup>];

$A_c$  – Área da secção transversal de betão, [cm<sup>2</sup>].

$$A_{s,max} = 0.04 \cdot (0.3 \cdot 0.4) \cdot 10^4 \rightarrow A_{s,max} = 48 \text{ cm}^2 > A_{s,ef}$$

Espaçamento mínimo entre armaduras:

$$\phi_{max} S_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} k_1 \cdot \\ + k_2 \end{array} \right. \cdot d_g$$

$2 \text{ cm}$

Sendo:

$S_{min}$  - Distância mínima livre entre varões paralelos ou entre camadas de varões, [cm];

$k_1$  - Coeficiente (valor recomendado = 1);

$\phi_{máx}$  - Diâmetro máximo do varão ou do agrupamento (diâmetro equivalente), [cm].

$$S_{ef} = \frac{b - 2 \cdot c - 2 \cdot \phi_{est} - n \cdot \phi_l}{n - 1}$$

Sendo:

$S_{ef}$  - Distância entre varões paralelos ou entre camadas de varões, [cm];

$b$  - Largura total de uma secção transversal, [cm];

$c$  - Recobrimento nominal, [cm];

$\phi_{est}$  - Diâmetro do varão transversal, [cm];

$n$  - Quantidade de varões;

$\phi_l$  - Diâmetro do varão longitudinal, [cm].

$$S_{ef} = \frac{30 - 2 \cdot 2.5 - 2 \cdot 0.8 - 5 \cdot 1.2}{5 - 1} = 4.35 \text{ cm} \geq S_{min} = 2 \text{ cm} \rightarrow 5\phi 12$$

$$S_{ef} = \frac{30 - 2 \cdot 2.5 - 2 \cdot 0.8 - 4 \cdot 2.0}{4 - 1} = 5.13 \text{ cm} \geq S_{min} = 2 \text{ cm} \rightarrow 4\phi 20$$

### **Momentos Resistentes:**

Cálculo momento Resistente positivo (5 $\phi$ 12 (5.65cm<sup>2</sup>))

$$\omega = \frac{A_{s,ef}}{b \cdot d} \cdot \frac{f_{syd}}{f_{cd}}$$

Sendo:

$A_{s,ef}$  – Área de armadura adotada, [m<sup>2</sup>];

$b$  – Largura total de uma secção transversal, [m];

$d$  – Altura útil de uma secção transversal, [m];

$f_{syd}$  - Valor de cálculo da tensão de cedência a tração do aço das armaduras para betão armado, [MPa];

$f_{cd}$  - Valor de cálculo da tensão de rotura a compressão, [MPa].

$$\omega = \frac{5.65 \cdot 10^{-4} \cdot 435}{0.3 \cdot 0.36} \cdot \frac{1}{20} = 0.11$$

$$\omega = \mu \cdot (1 + \mu)$$

Sendo:

$\omega$  - Percentagem mecânica de armadura;

$\mu$  – Momento fletor reduzido.

$$0.11 = \mu \cdot (1 + \mu) \rightarrow \mu = 0.11$$

$$M_{Rd} = \mu \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}$$

Sendo:

$M_{Rd}$  – Momento resistente, [kNm];

$\mu$  – Momento fletor reduzido;

$b$  – Largura total de uma secção transversal, [m];

$d$  – Altura útil de uma secção transversal, [m];

$f_{cd}$  - Valor de cálculo da tensão de rotura à compressão, [MPa].

$$M_{Rd} = 0.11 \cdot 0.3 \cdot 0.36^2 \cdot 20000 = 85.5 \text{ kNm}$$

**Dispensa de Armadura– (3Ø12 (3.39 cm<sup>2</sup>))**

$$\omega = \frac{3.39 \cdot 10^{-4}}{0.3 \cdot 0.36} \cdot \frac{435}{20} = 0.0682$$

$$0.0682 = \mu \cdot (1 + \mu) \rightarrow \mu = 0.064$$

$$M_{Rd} = 0.064 \cdot 0.3 \cdot 0.36^2 \cdot 20000 = 49.7 \text{ kNm}$$

**Momento Resistente Negativo**

$$M_{ed,1} = -131.9 \text{ (4Ø20 (12.57 cm}^2\text{))}$$

$$M_{ed,2} = -125.2 \text{ (4Ø20 (12.57 cm}^2\text{))}$$

$$\omega = \frac{12.57 \cdot 10^{-4}}{0.3 \cdot 0.36} \cdot \frac{435}{20} = 0.253$$

$$0.253 = \mu \cdot (1 + \mu) \rightarrow \mu = 0.209$$

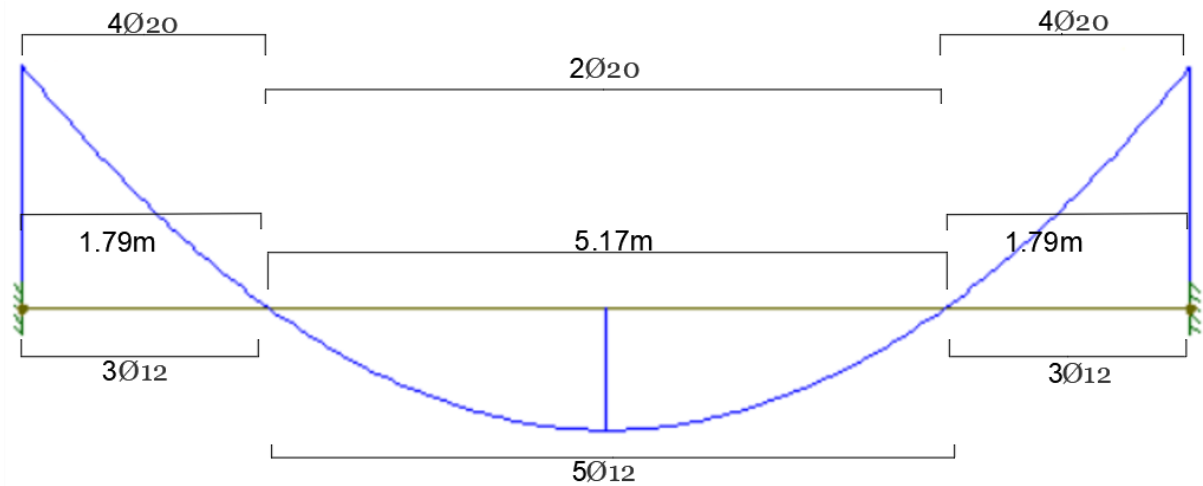
$$M_{Rd} = 0.209 \cdot 0.3 \cdot 0.36^2 \cdot 20000 = 162 \text{ kNm}$$

**Dispensa de Armadura - (2Ø20 (6.28cm<sup>2</sup>))**

$$\omega = \frac{6.28 \cdot 10^{-4}}{0.3 \cdot 0.36} \cdot \frac{435}{20} = 0.126$$

$$0.126 = \mu \cdot (1 + \mu) \rightarrow \mu = 0.113$$

$$M_{Rd} = 0.113 \cdot 0.3 \cdot 0.36^2 \cdot 20000 = 87 \text{ kNm}$$



**Figura 33 - Armadura da viga estudada pelo cálculo manual**

### Esforço Transverso:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{V_{ed}}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta}$$

Sendo:

$V_{Rd,s}$  – Valor de cálculo do esforço transverso equilibrado pela armadura de esforço transverso na tensão de cedência, [kN];

$A_{sw}$  – Área de secção transversal das armaduras de esforço transverso, [cm<sup>2</sup>];

$s$  – Espaçamento de estribos, [m];

$z$  – Braço do binário das forças interiores correspondente ao momento fletor no elemento, [m];

$f_{ywd}$  – Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transverso ( $f_{ywd} = 0,8 \cdot f_{yk}$ ), [MPa];

$\theta$  – Ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga ( $1 \leq \cot \theta \leq 2,5 \rightarrow 21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$ ), [°];

$d$  - Altura útil de uma secção transversal, [m].

$$V_{ed,s} = 72,7 \text{ kN}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{72,7 \cdot 10^4}{(0,9 \cdot 0,36) \cdot (0,8 \cdot 500 \cdot 10^3) \cdot \cot(21,8)} = 2,24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{adota-se} \rightarrow \text{est } \emptyset 8 // 20 = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$V_{ed,s} = 80.1 \text{ kN}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{80.1 \cdot 10^4}{(0.9 \cdot 0.36) \cdot (0.8 \cdot 500 \cdot 10^3) \cdot \cot(21.8)} = 2.47 \text{ cm}^2/m$$

$$adota - se \rightarrow est \varnothing 8 // 20 = 2.51 \text{ cm}^2$$

Verificação do betão comprimido nas escoras:

$$V_{Rd,max} = \frac{\sigma_{cm} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta}$$

Sendo:

$V_{Rd,m\acute{a}x}$  - Valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas, [kN];

$\alpha_{cm}$  - Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido ( $\alpha_{cm} = 1$  para estruturas não pré-esforçadas);

$b_w$  - Largura da alma de uma secção transversal, [m];

$z$  - Braço do binário das forças interiores correspondente ao momento fletor no elemento, [m];

$v_1$  - Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal ( $v_1 = 0.6$  ( $f_{ck} \leq 60$  MPa));

$f_{cd}$  - Valor de cálculo da tensão de rotura a compressão, [MPa];

$\theta$  - Ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga ( $1 \leq \cot\theta \leq 2.5$   $\rightarrow 21.8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$ ), [°].

$$V_{Rd,max} = \frac{1 \cdot 0.3 \cdot (0.9 \cdot 0.36) \cdot 0.6 \cdot 20 \cdot 10^3}{\cot(21.8) + \tan(21.8)} = 402.2 \text{ KN}$$

Verificação do espaçamento longitudinal máximo entre estribos:

$$S_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cos\alpha)$$

Sendo:

$S_{l,m\acute{a}x}$  - Espaçamento longitudinal máximo entre estribos, [m];

$d$  - Altura útil de uma secção transversal, [m];

$\alpha$  – Ângulo que forma armadura de esforço transverso com o eixo longitudinal (estribos verticais: 90°), [°].

$$S_{l,max} = 0.75 \cdot 0.36 \cdot (1 + \cos(90)) = 0.27 \text{ m} \geq S_{l,ef}$$

## 6.2.2 Dimensionamento da Viga 1443 pelo TRICALC

As opções de cálculo para viga foram definidas no TRICALC como mostra as figuras a seguir:

Vários	Encurvadura	Sismo	EN 1992	Vigas mistas
Longitudinal Vigas		Longitudinal Pilares	Estribos	Flecha

Montagem Vigas		Reforços	
Ø Superior	12mm	Ø Mínimo	10mm
Ø Inferior	12mm	Ø Máximo	25mm
Sep. máx.	30 cm	Número Máx.	10
<input checked="" type="checkbox"/> Resistente SUP.		<input checked="" type="checkbox"/> Em 2 Camadas	
<input checked="" type="checkbox"/> Resistente INF.		<input type="checkbox"/> Amarração reduzida	
Ø A.Alma	12mm	<input type="checkbox"/> Simetria Arm.Inferior	
		<input type="checkbox"/> Fletor de cálculo para vigas(face do pilar)	

**Figura 34 - Opção de cálculo para armaduras longitudinais nas vigas**

E para os estribos, deixando a separação mínima de 10 cm pensando na execução em obra.

Vigas	
Ø Mínimo	6mm
Ø Máximo	10mm
Sep.mín.(cm)	10
Sep.máx.(cm)	60
Módulo (cm)	5
<input type="checkbox"/> Simetria	
<input type="checkbox"/> Uma só separação por vão	
<input checked="" type="checkbox"/> Permitir estribos duplos	

**Figura 35-Opção de cálculo para estribos nas vigas**

Para as vigas o programa TRICALC da um erro de separação dos estribos, não verificando a separação mínima de 10 cm, indicando que “falham os estribos pelos critérios construtivos de sismo”, ao verificar esta situação segundo o EC8 [4] 5.18 aplica-se a fórmula a seguir:

$$S = \min \left\{ \frac{b_0}{2}; 175 \text{ mm}; 8 \cdot d_{bl} \right\}$$

Sendo:

$b_0$  – Dimensão mínima do núcleo de betão;

$d_{bl}$  – Diâmetro mínimo dos varões longitudinais.

Visto que usando Ø12 para a construção das vigas:

$$S = 8 \cdot 1.2 = 9.6 \text{ cm}$$

Ou seja, este erro apresentado surge por 0.4cm. Foi testado no programa usando um espaçamento de 9 cm, e verificou corretamente. Com isso foi considerado e utilizado o espaçamento de 10 cm, tendo em conta que se adotasse 9 cm para todas as vigas provavelmente não seria corretamente construída na obra. A Tabela 21 resume as armaduras dos resultados de cálculo manual e automático:

**Tabela 21 - Comparação de resultados da viga 1443**

	<b>Cálculo Manual</b>	<b>Cálculo Automático</b>
<b>Armadura Superior</b>	4Ø20 (12.57 cm <sup>2</sup> )	2Ø12 + 7Ø10 (7.76 cm <sup>2</sup> )
<b>Armadura Inferior</b>	5Ø12 (5.65 cm <sup>2</sup> )	2Ø12+5Ø10(7.32 cm <sup>2</sup> )
<b>Armadura Transversal</b>	1est Ø8//20 (2.51 cm <sup>2</sup> /m)	1estØ8//10 (5.03 cm <sup>2</sup> /m)

A Figura 36 apresenta a pormenorização da viga 1443 calculadas e geradas pelo TRICALC, com os respetivos resultados de armaduras e estribos:

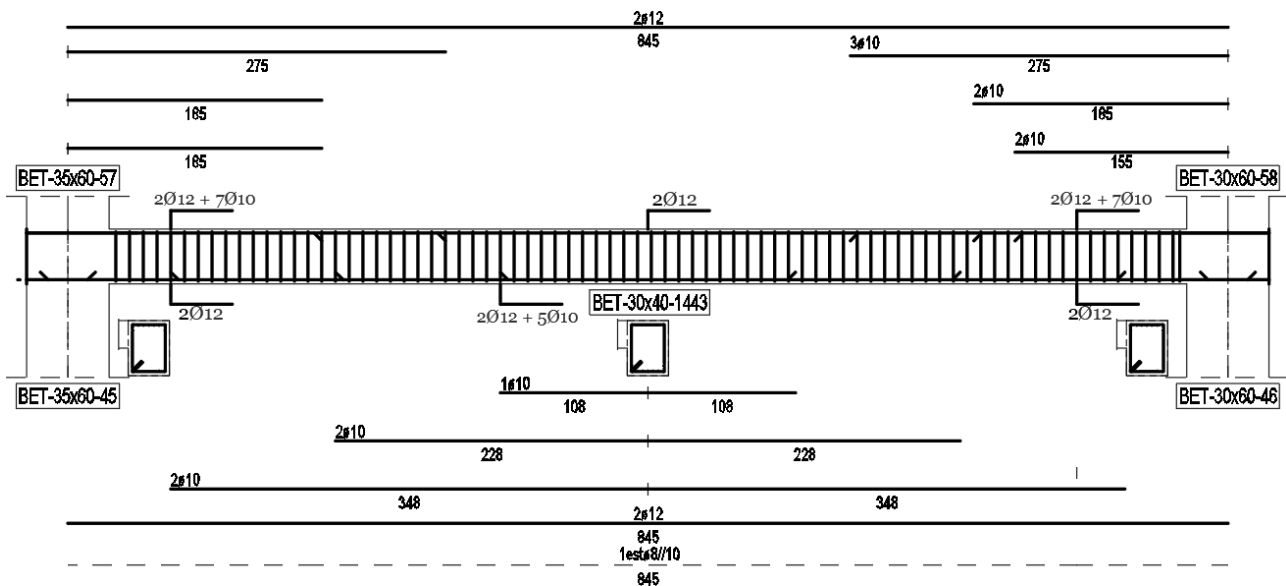


Figura 36-Pormenor Viga 1443

## 6.3 Pilares

Para os pilares, após a modelação da geometria e inseridas as ações, foi escolhida uma secção base de 30 x 30, e ajustada conforme o necessário, após o cálculo visando ir aumentando as secções aos poucos para otimizar a estrutura. Como mencionado anteriormente, as secções de vigas ficaram todas de 30x40, isso causou que com o efeito da ação sísmica os pilares ficassem maiores, o que de certa forma é recomendável, tendo em mente a questão de pilar forte e viga fraca. Em caso de sismo se houver uma rotura esta dar-se-á na viga e não no pilar.

As figuras a seguir mostram as opções de cálculo para os pilares:

**Montagem Pilares**

Ø Mínimo	12mm	<input type="checkbox"/> Min.Num varões
Ø Máximo	25mm	<input type="checkbox"/> 4 Faces Iguais
		<input checked="" type="checkbox"/> Igual Ø
		<input type="checkbox"/> Homogeneizar em altura

Máximo número de varões

Pilares Retangulares (por face c/mont.)	8
Pilares Circulares (no total)	10

Figura 37 -Armaduras de montagem dos pilares

Estribos:

Pilares	
Ø Mínimo	8mm
Ø Máximo	10mm
Sep.mín.(cm)	5
Sep.máx.(cm)	60
Módulo (cm)	5

Figura 38 - Configuração estribos para pilares

## 6.4 Fundações

Neste projeto temos apenas um andar enterrado e o terreno não tem edifícios vizinhos próximos como mostra a Figura 1 e Figura 2, tendo em conta as definições do terreno anteriormente apresentados no capítulo 4.4, as opções de cálculo para as sapatas e lintéis são apresentadas nas figuras a seguir:

Sapatas	Lintéis	Terreno	Sismo
<b>Capacidade estrutural</b>			
Coeficiente de segurança <input type="text" value="1.50"/>			
<b>Armadura Longitudinal</b>			
Ø Mínimo <input type="text" value="12mm"/>			
Ø Máximo <input type="text" value="25mm"/>			
Sep. mín (cm) <input type="text" value="10"/>			
Módulo (cm) <input type="text" value="5"/>			
Recobrimento (mm) <input type="text" value="50"/>			
<input type="checkbox"/> Igualar a separação em ambas as direções (sapatas isoladas)			
<b>Comprovações adicionais</b>			
<input type="checkbox"/> Deslizamento <input type="text" value="..."/>			
<input type="checkbox"/> Derrubamento <input type="text" value="..."/>			
<input type="checkbox"/> Considerar o terreno lateral (Sulzberger)			
<b>Dimensionamento (cm)</b>			
Altura			
Tipo das sapatas isoladas <input type="text" value="RÍGIDA"/>			
<input type="checkbox"/> Comprovar esperas pilar			
<input type="checkbox"/> Constante (cm) <input type="text" value=""/>			
Mínimo (cm) <input type="text" value="30"/>			
Módulo (cm) <input type="text" value="5"/>			
Lado mínimo <input type="text" value="80"/>			
Lado máximo <input type="text" value="500"/>			
Módulo <input type="text" value="5"/>			
<b>Forma das sapatas isoladas</b>			
À face <input type="text" value="S/MOMENTO"/>			
Restantes <input type="text" value="S/MOMENTO"/>			
<input type="checkbox"/> Sapata piramidal			
Altura no bordo <input type="text" value="30"/>			
Vão da face superior <input type="text" value="10"/>			
<b>Resistência do terreno</b>			
Tensão admissível ( MPa ) <input type="text" value="0.350"/>			

Figura 39 - Configurações de Sapatas

Sapatas Lintéis Terreno Sismo

**Armadura**

Longitudinal

Ø Mínimo 12mm

Ø Máximo 25mm

Recobrimento (mm) 50

**Estribos**

Ø Mínimo 8mm

Ø Máximo 16mm

Sep.mín.(cm) 5

Sep.máx.(cm) 50

Módulo (cm) 5

**Dimensionamento (cm)**

Largura mínima 25

Incremento 5

Figura 40 - Configurações de Lintéis

## 6.5 Paredes Resistentes

O projeto apenas tem paredes resistentes na caixa de elevador que segundo a arquitetura tem a casa de máquina em baixo, sendo provavelmente um elevador hidráulico. As opções de cálculo para as paredes resistentes são apresentadas nas figuras a seguir.

**Longitudinal**

Tipo de Armaduras

Varões de aço

Redes eletrossoldadas

Para cada direção

Igualar separações em ambas as faces

Igualar diâmetros em ambas as faces

Min.Num varões

	Horizontal	Vertical
Ø Mínimo	12mm	12mm
Ø Máximo	20mm	20mm
Sep.mínima (cm)	10	10
Sep.máxima (cm)	30	30
Módulo (cm)	5	5

Recobrimento (mm) 25

Granulometria (mm) 20

**Fenda**

Comprovar

Aumentar armadura se não comprovar

Armadura mínima para fissuração (EN 1992-1-1, 7.3.2)

Fenda em Z+ (0.1mm - 0.4mm) 0.30

Fenda em Z- (0.1mm - 0.4mm) 0.30

**Estribos**

Ø Mínimo 6mm

Ø Máximo 12mm

Não colocar nunca

Colocar caso se necessite

Colocar sempre

**Comprimento da sobreposição em esperas**

De acordo com os regulamentos selecionados

De acordo com a tabela abaixo

Tabela de comprimentos de sobreposição

Comprimento básico da ancoragem multiplicado por

**Forma das esperas em paredes sobre lajes**

Em "U"

Em "L"

Reforços...

Figura 41 - Configurações de Armaduras para Parede Resistente

### Armadura de reforço

Armadura Longitudinal		Estribos	
Ø Mínimo	12mm	Ø Mínimo	6mm
Ø Máximo	20mm	Ø Máximo	10mm
<input type="checkbox"/> Mínimo número de varões		Sep.mínima (cm)	10
		Módulo (cm)	5

**Figura 42 - Configurações de Armaduras de reforço para Parede Resistente**

Capacidade estrutural	Resistência do terreno
Coefficiente de segurança	Tensão admissível ( MPa )
1.60	0.350
Tipo de Armaduras	
<input checked="" type="radio"/> Varões de aço	
<input type="radio"/> Redes eletrossoldadas	
Ø Mínimo	1200
Ø Máximo	2500
Sep.mínima (cm)	10
Módulo (cm)	5
Recobrimento (mm)	50
Dimensionamento	
<input type="checkbox"/> Altura constante (cm)	100
<input type="checkbox"/> Comprovação ao deslizamento	...
<input type="checkbox"/> Comprovação ao derrubamento	...
<input checked="" type="checkbox"/> Comprovar as esperas da parede	
<input checked="" type="checkbox"/> Calcular a sua dimensão de acordo com a excentricidade das ações	
Tipo	RÍGIDA
<input type="checkbox"/> Calcular a sapata globalmente como uma sapata isolada (se possível)	

**Figura 43 - Configuração de Sapata para Parede Resistente**

## 6.6 Orçamentação

O TRICALC após efetuar todos os cálculos dos elementos estruturais, elabora um relatório de medições da quantidade de armadura, betão e cofragem, que será necessário para executar a obra. Além disso, dá para ajustar o preço de aço, betão e cofragem conforme o necessário, sendo usado neste projeto foi usado os valores já pré-definidos pelo programa. Com isso foi feito a Tabela 22 e Tabela 23, para ter a noção do custo aproximado da obra em sua parte estrutural.

Tabela 22 - Tabela de Medição

Medição	Aço (kg)	Betão (m³)	Betão Pobre(m³)	Cofragem(m²)	Superfície		paredes de betão(m²)
					lajes(m²)	escadas(m²)	
Pilares	8410.610	34.716		318.006			
Vigas	5306.420	47.700		346.361			
Fundação	3065.420	26.523	5.360	49.873			
Lajes maciças	26088.250	215.613			1221.110		
Escadas	750.900	3.817	4.964			29.080	
Muros de cave-contenção	13395.010	86.364	0.992	267.038			11.450
Paredes resistentes	7791.640	34.789		248.700			

Tabela 23 - Tabela de orçamentação

Orçamentação	Preço			totais (€)
	Aço(€/kg)	Betão(€/m³)	Cofragem(€/m²)	
Pilares	1.270	88.170	8.680	16502.7
Vigas	1.270	82.270	27.780	20285.3
Fundação	1.270	95.880	20.000	7947.5
Lajes maciças	1.270	82.270	27.780	50870.6
Escadas	1.270	82.270	27.780	1676.1
Muros de cave-contenção	1.270	95.880	20.000	30728.1
Paredes resistentes	1.270	88.170	20.000	17936.7
			total	145947€

## **Capítulo 7 – Conclusão**

O presente trabalho final do Mestrado Integrado teve como objetivo realizar um projeto de betão armado completo, desde a solução estrutural, tendo em consideração a definição arquitetónica, ao pré-dimensionamento e dimensionamento, bem como a pormenorização dos elementos estruturais, utilizando como base Eurocódigos estruturais.

A ferramenta de cálculo automático TRICALC, foi essencial, para elaboração do projeto, pela facilidade gerada pelo programa em modelar e adotar os parâmetros desejados para as soluções estruturais. Claramente, o programa fornece resultados para o dimensionamento correto da estrutura, mas mesmo assim, o Engenheiro deve efetuar uma análise crítica dos resultados e informações introduzidas para o cálculo. Além de ter em mente a sua próxima fase do projeto, a construção, visando a facilidade da execução da obra e deste modo diminuindo a possibilidade de erros na construção.

A escolha deste projeto mostrou-se acertada, proporcionando um aprimoramento significativo dos conhecimentos e habilidades adquiridos no decorrer da formação académica, dando luz a prática, de forma estruturada, de todos os conceitos em que um Profissional de Engenharia deve ter em sua atuação.



## **Referências Bibliográficas**

- [1] NP EN 1990:2009 – Eurocódigo 0 – Bases para projeto de estruturas;
- [2] NP EN 1991-1-1:2009 – Eurocódigo 1 – Ações em estruturas: Ações gerais, Pesos volúmicos, pesos próprios e sobrecarga em edifícios;
- [3] NP EN 1992-1-1:2010 – Eurocódigo 2 - Projeto de estruturas de betão: Regras gerais e regras para edifícios;
- [4] NP EN 1998-1:2010 – Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios.
- [5] Bernardo,L.; Apontamentos de Betão Armado – UBI

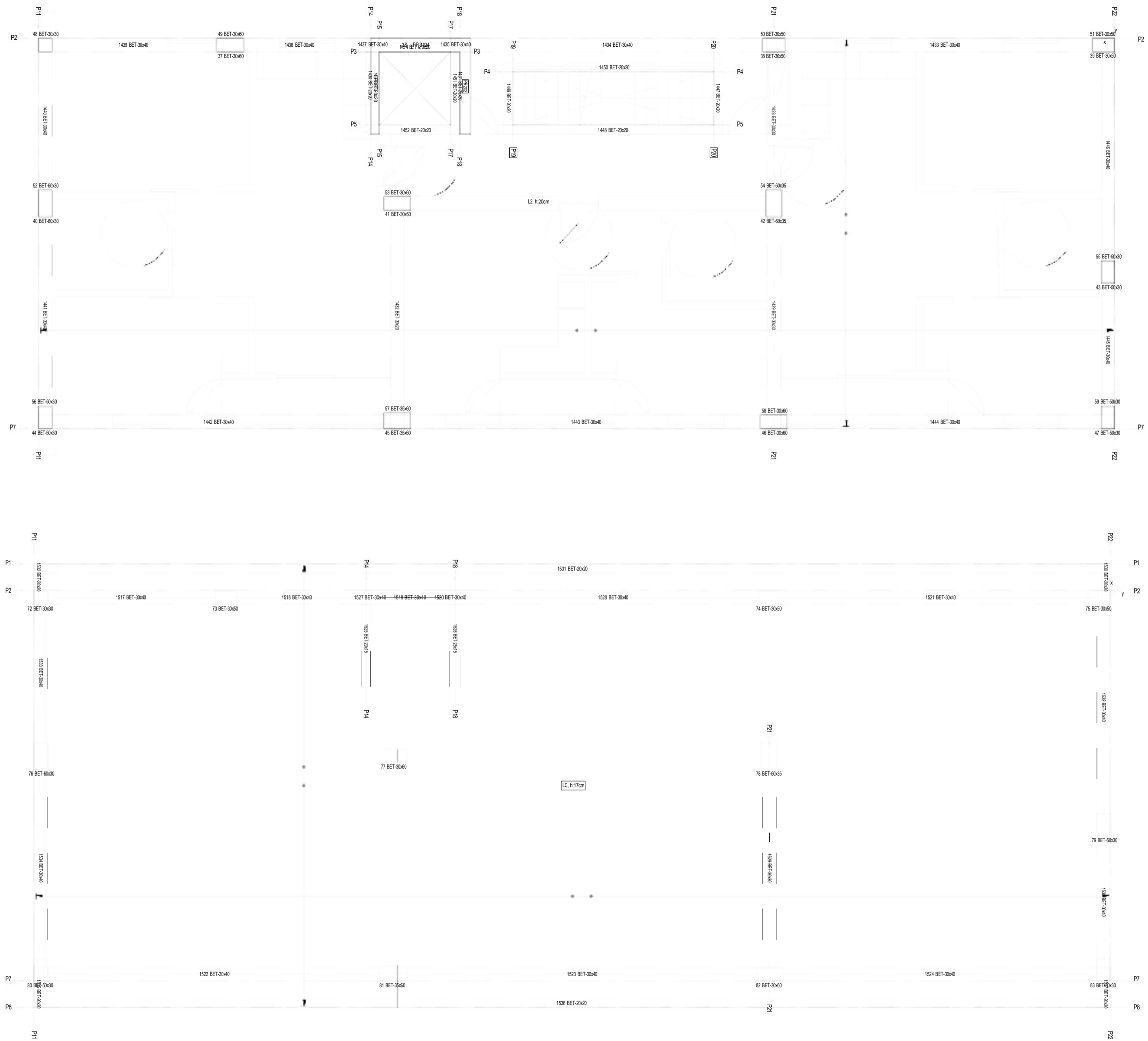


## **ANEXO – Peças Desenhadas**



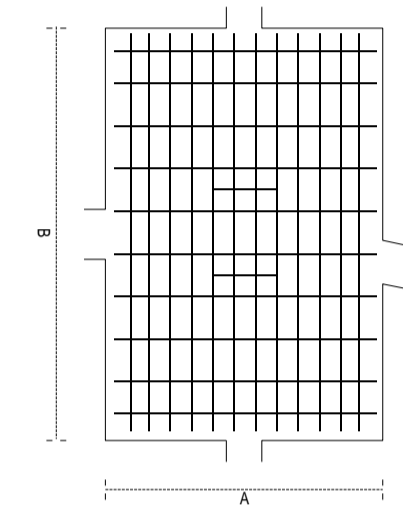
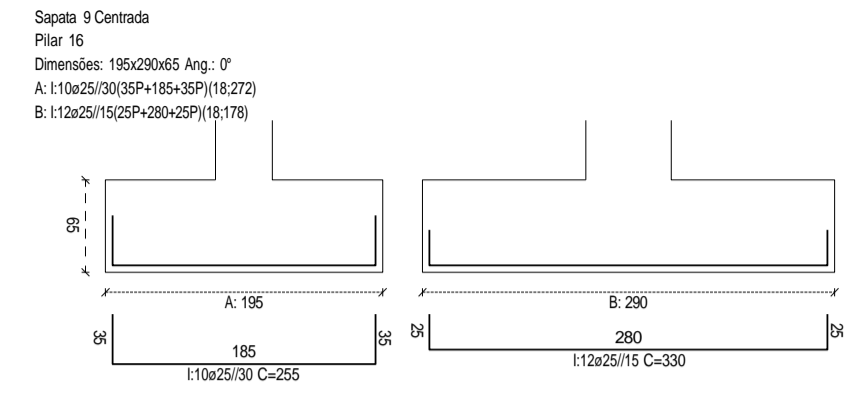
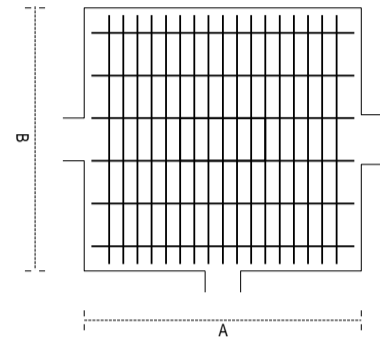
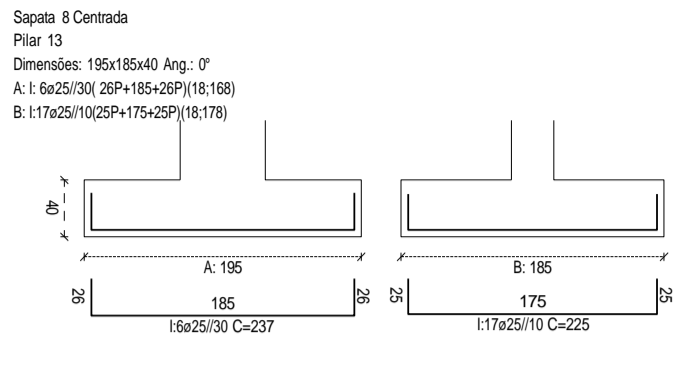
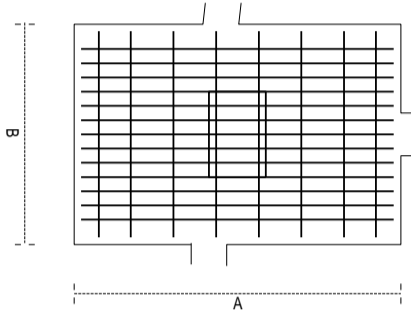
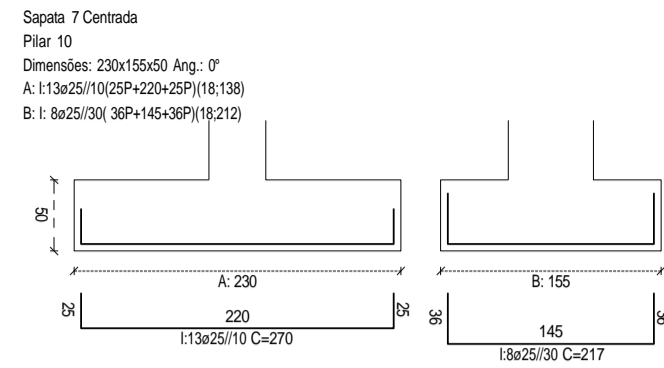






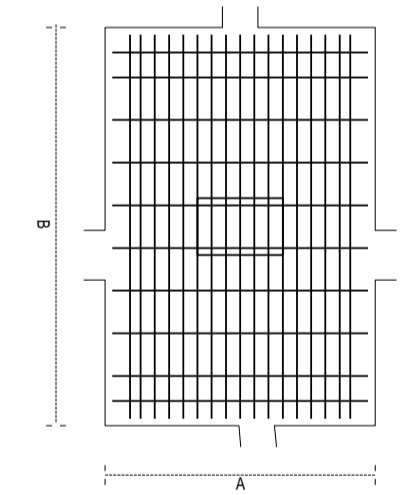
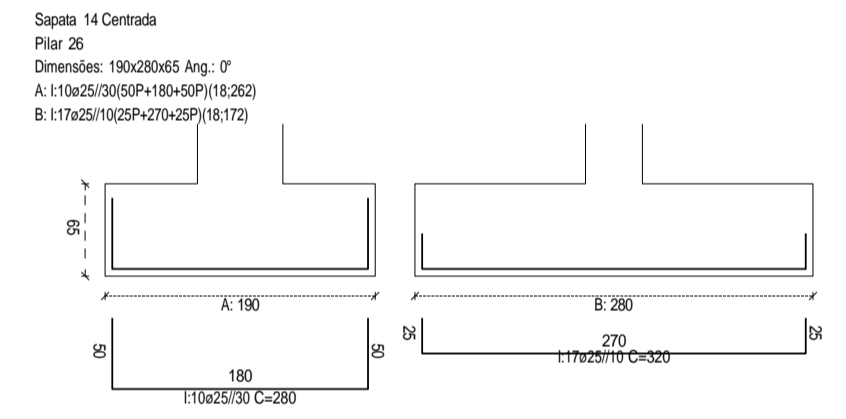
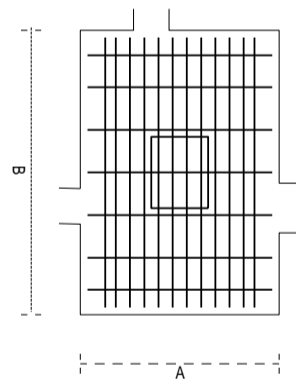
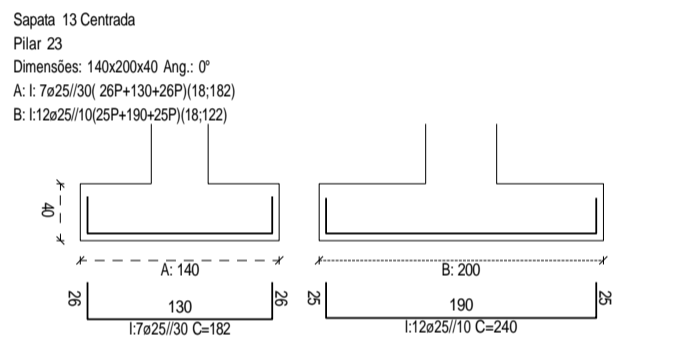
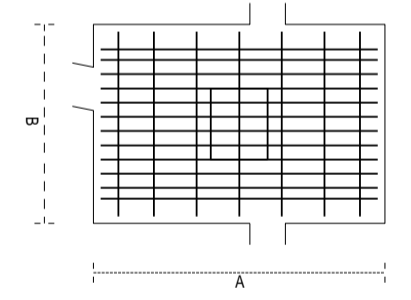
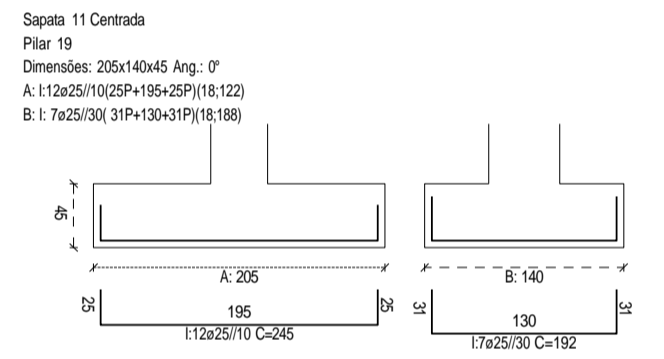
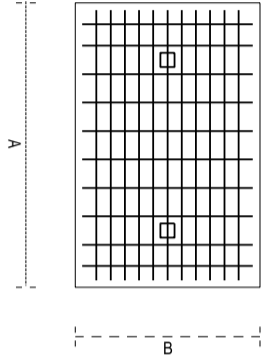
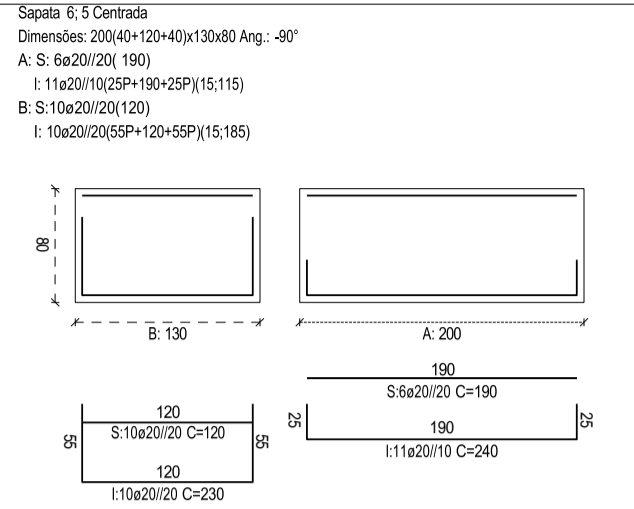
**QUADRO DE SAPATAS**

Alturas e cotas em cm Escala: 1/50



**QUADRO DE SAPATAS**

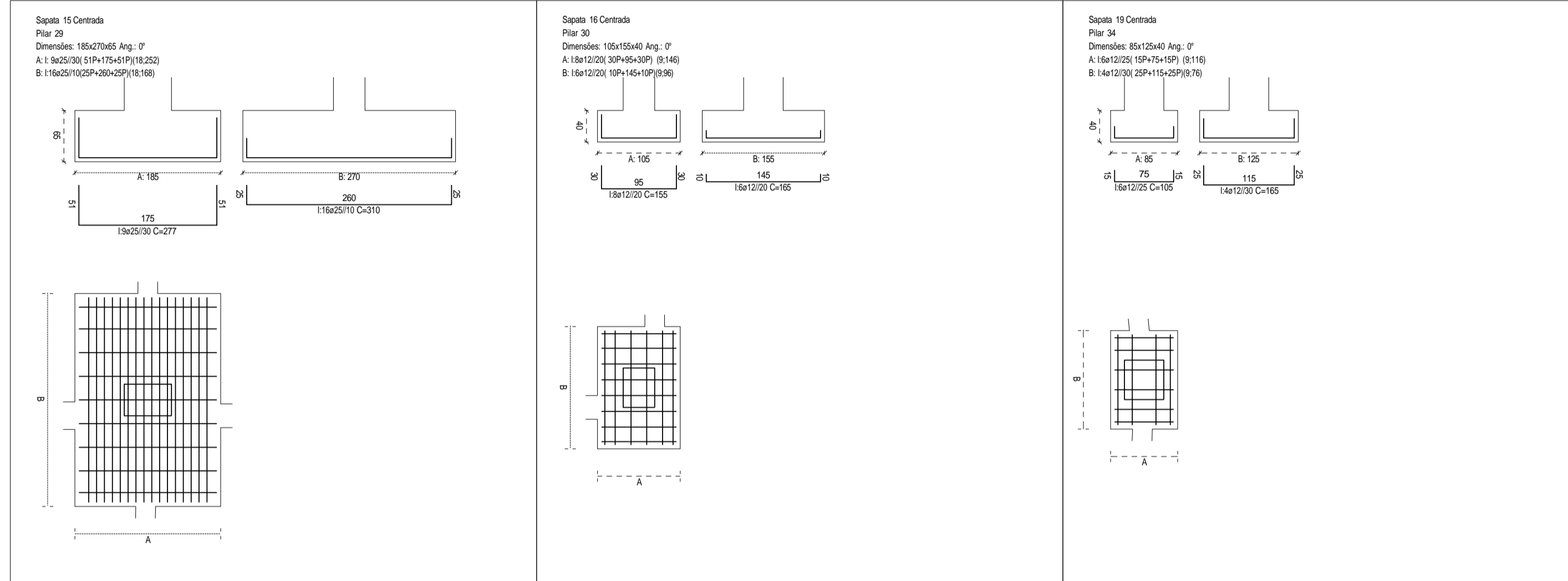
Alturas e cotas em cm Escala: 1/50



Proj.	Jonathan Yamaguchi	Edifício Habitacional	Universidade da Beira Interior		
Des.	Jonathan Yamaguchi				
Copio.	Jonathan Yamaguchi				
Visto	Jonathan Yamaguchi		Gabinete de Projectos Lda		
<b>Escala:</b>	1/50		<b>Desenho Nº 04</b>		
<b>Toleran.</b>				Quadro de Sapatas 1/2	

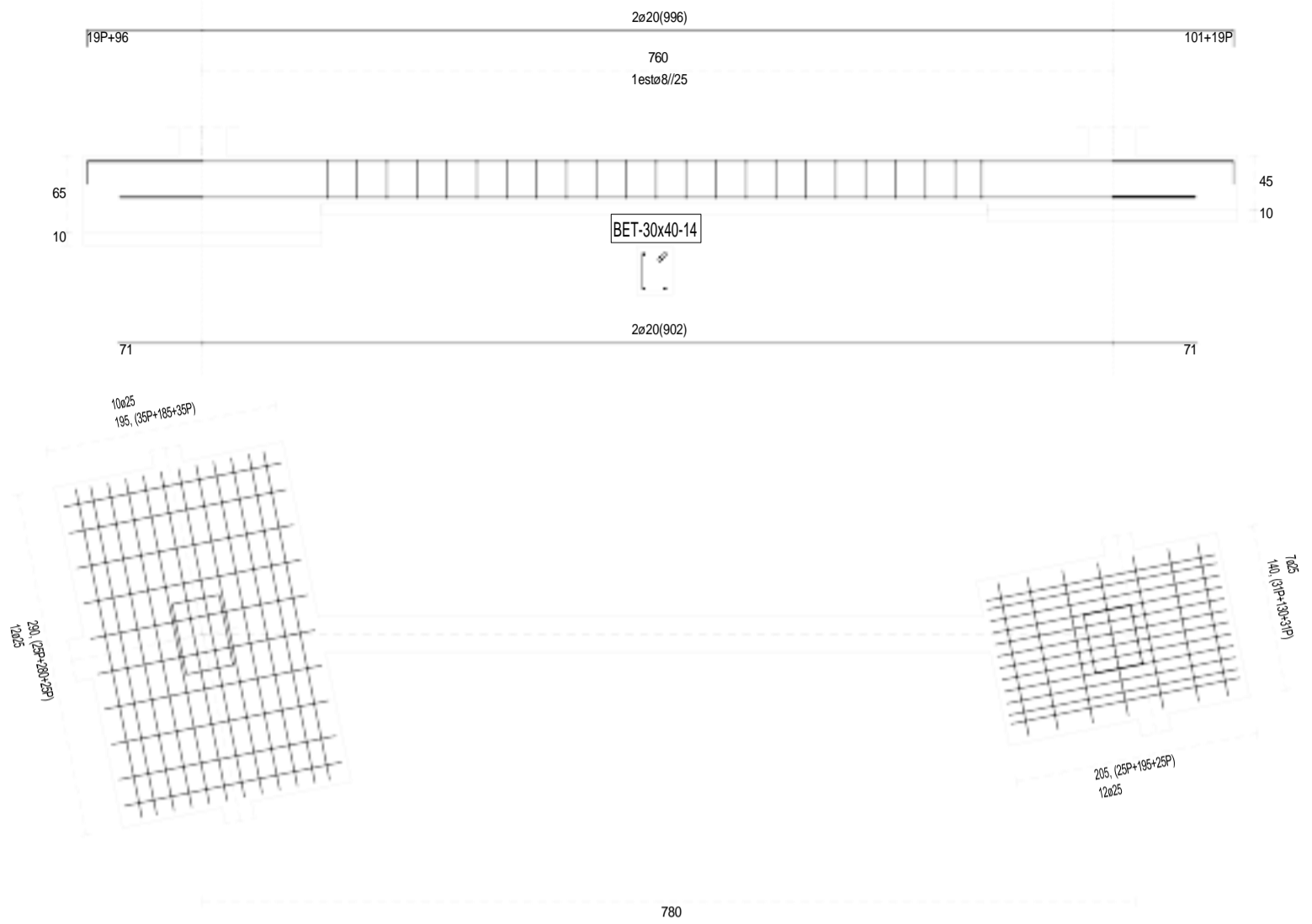
### QUADRO DE SAPATAS

Alturas e cotas em cm Escala: 1/50



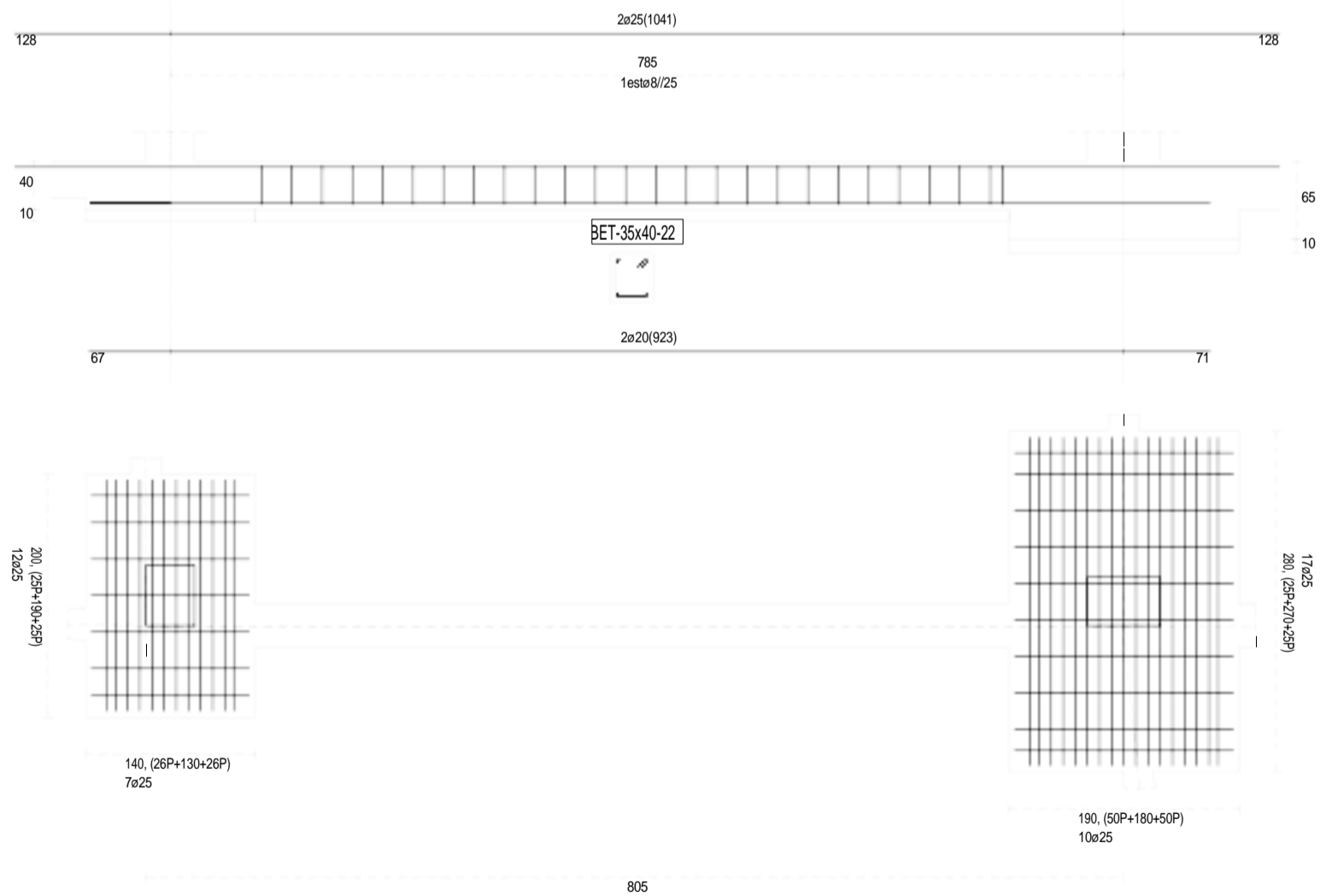
Proj.	Jonathan Yamaguchi	Edifício Habitacional	Universidade da Beira Interior
Des.	Jonathan Yamaguchi		Gabinete de Projectos Lda
Copio.	Jonathan Yamaguchi		<b>Desenho Nº 05</b>
Visto	Jonathan Yamaguchi		
<b>Escala:</b>	1/50	Quadro de Sapatas 2/2	
<b>Toleran.</b>			

COTA: -400



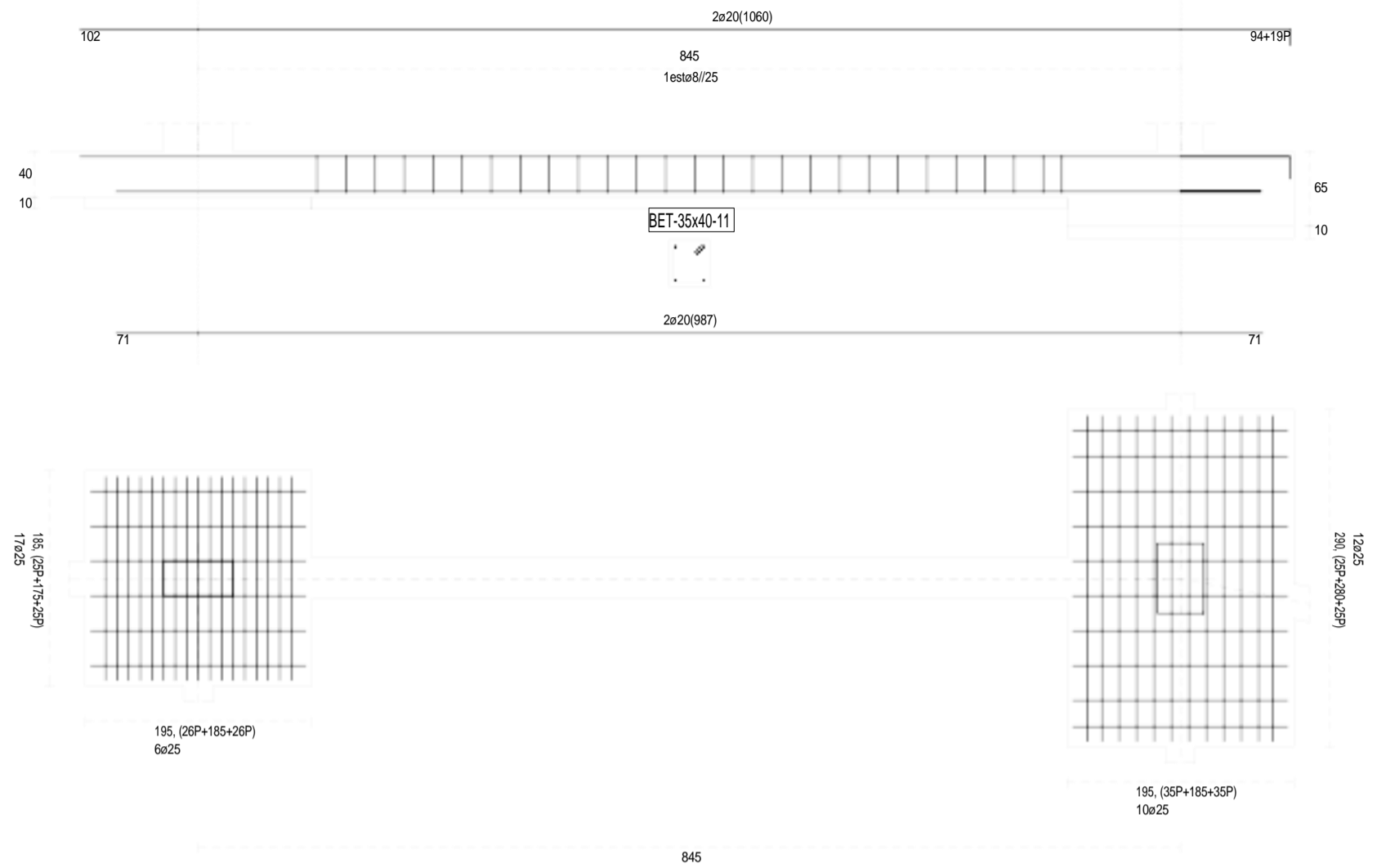
MATERIAIS	COEF. SEG.
Betão C30/37 30 MPa	Normal 1.50
Aço B500B 500 MPa	Normal 1.15

COTA: -400



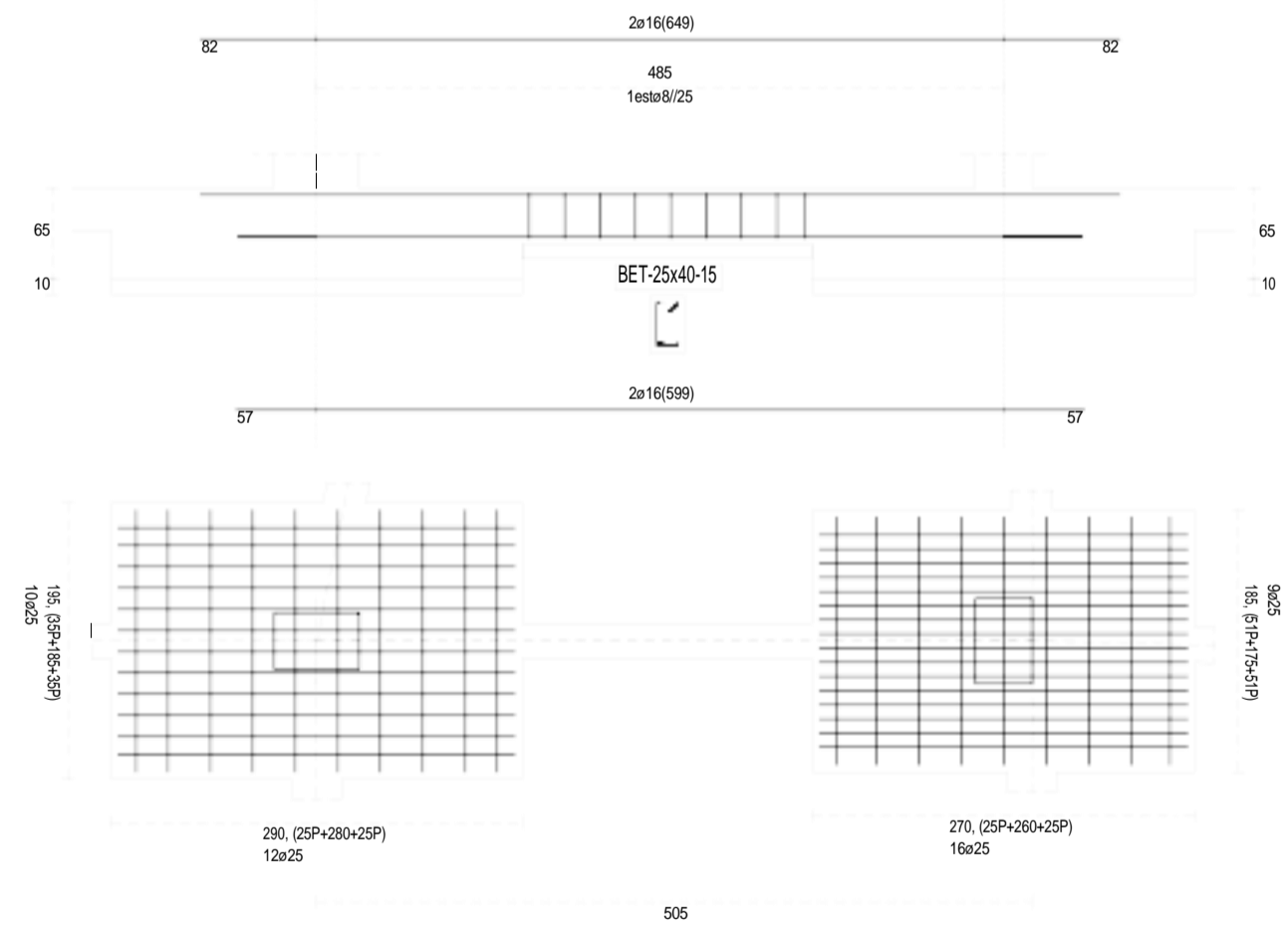
MATERIAIS	COEF. SEG.
Betão C30/37 30 MPa	Normal 1.50
Aço B500B 500 MPa	Normal 1.15

COTA: -400



MATERIAIS	COEF. SEG.
Betão C30/37 30 MPa	Normal 1.50
Aço B500B 500 MPa	Normal 1.15

COTA: -400



MATERIAIS	COEF. SEG.
Betão C30/37 30 MPa	Normal 1.50
Aço B500B 500 MPa	Normal 1.15

Proj.	Jonathan Yamaguchi		Universidade da Beira Interior
Des.	Jonathan Yamaguchi	Edifício Habitacional	
Copio.	Jonathan Yamaguchi		Gabinete de Projetos Lda
Visto.	Jonathan Yamaguchi		

Escala:

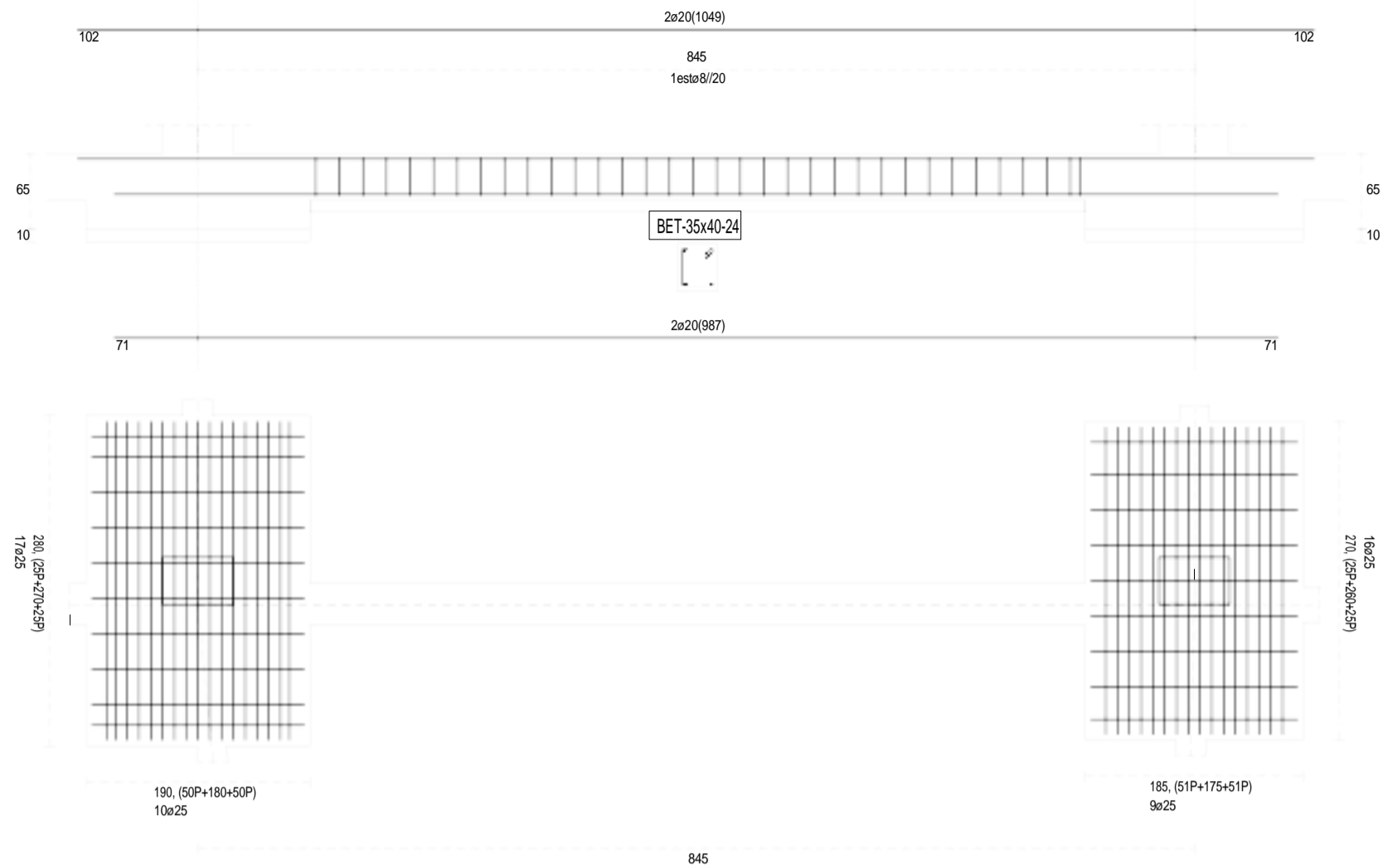
1/50

Toleran.

Quadro de lintéis 1/4

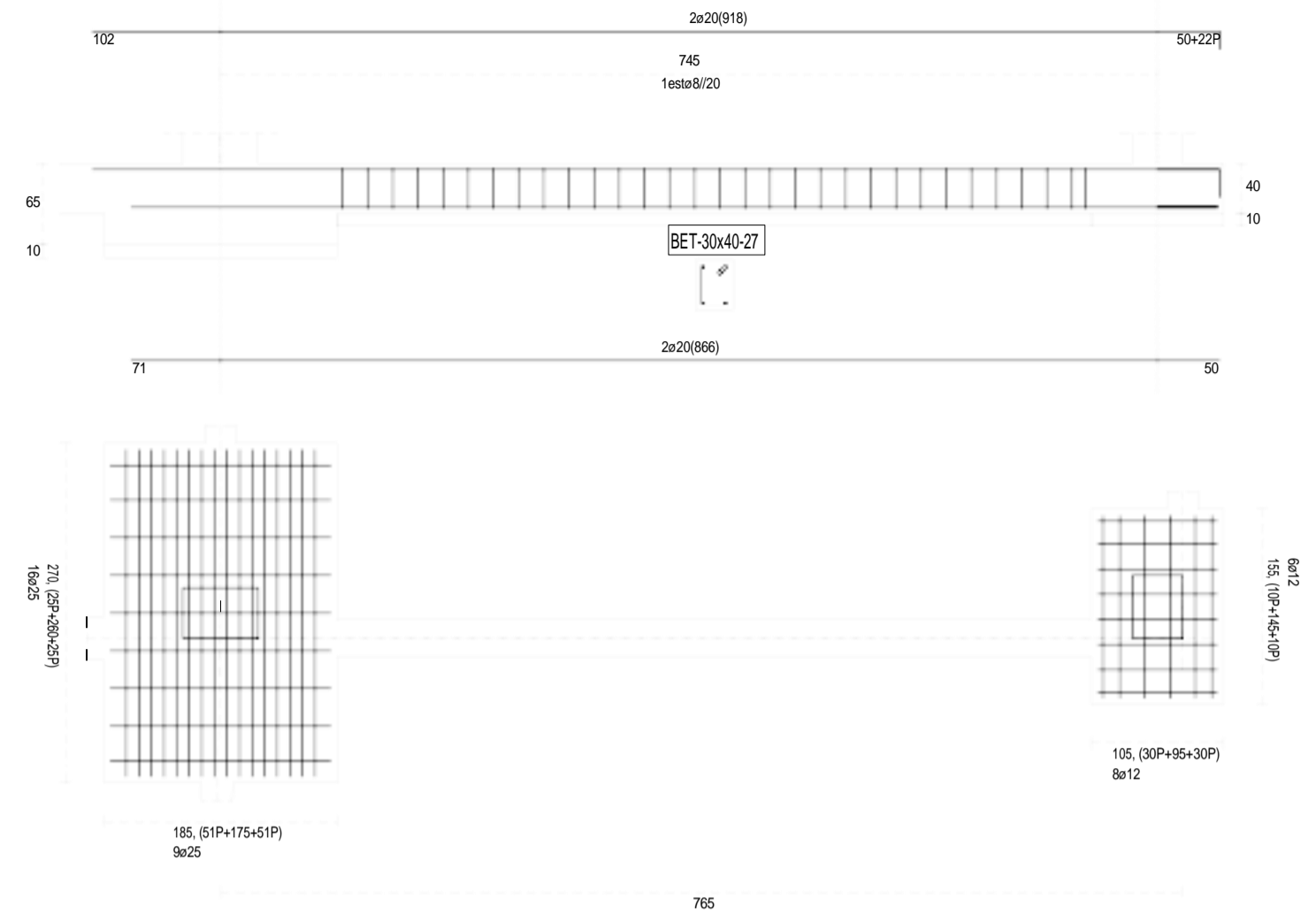
Desenho Nº 06

COTA: -400



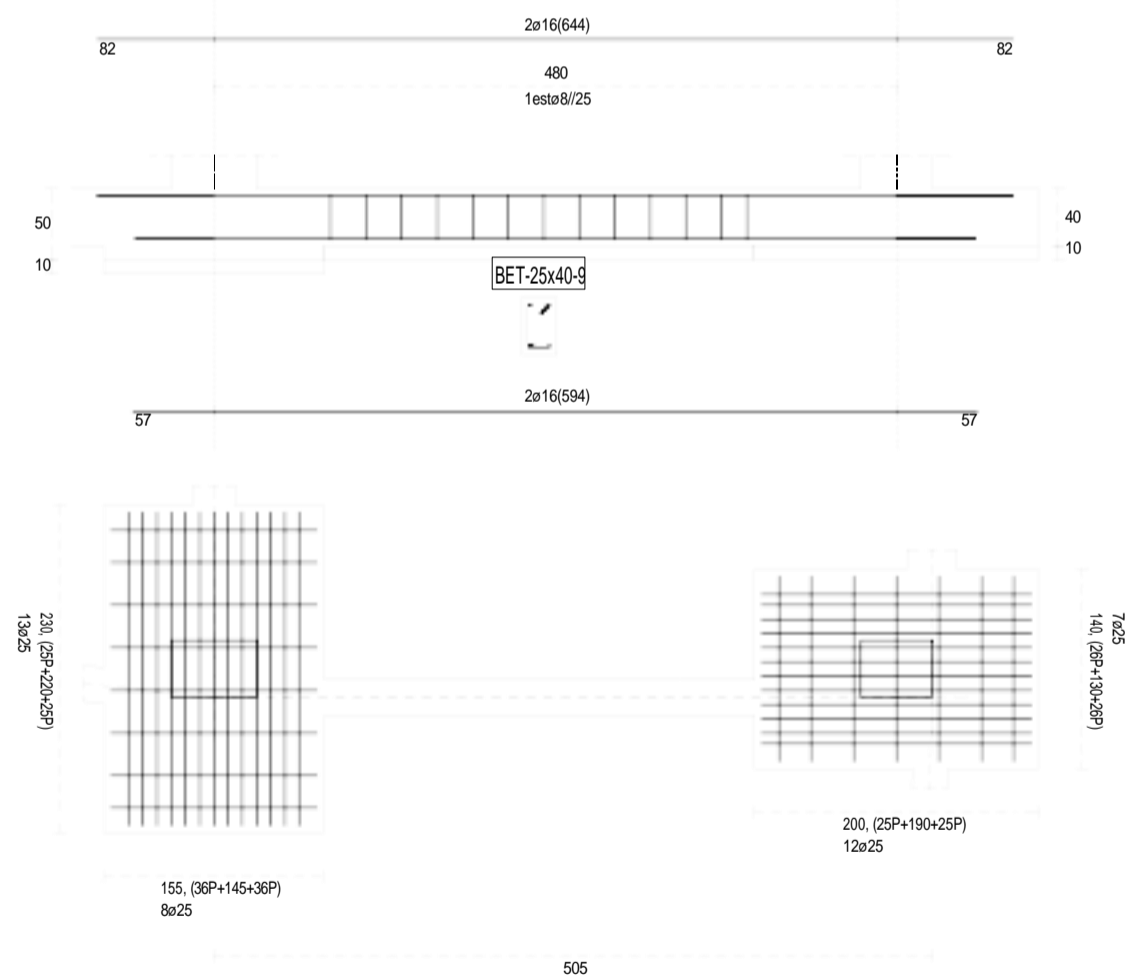
MATERIAIS	COEF. SEG.
Betão C30/37 30 MPa	Normal 1.50
Aço B500B 500 MPa	Normal 1.15

COTA: -400



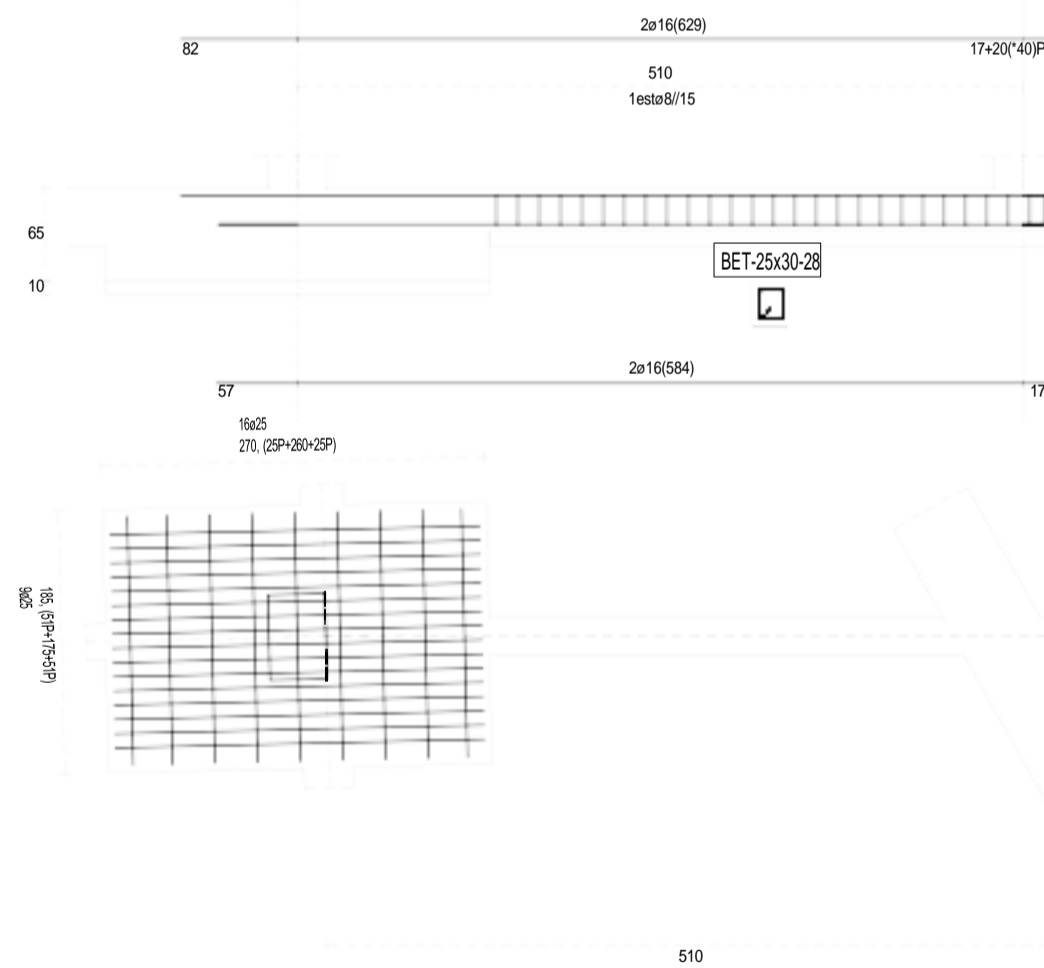
MATERIAIS	COEF. SEG.
Betão C30/37 30 MPa	Normal 1.50
Aço B500B 500 MPa	Normal 1.15

COTA: -400



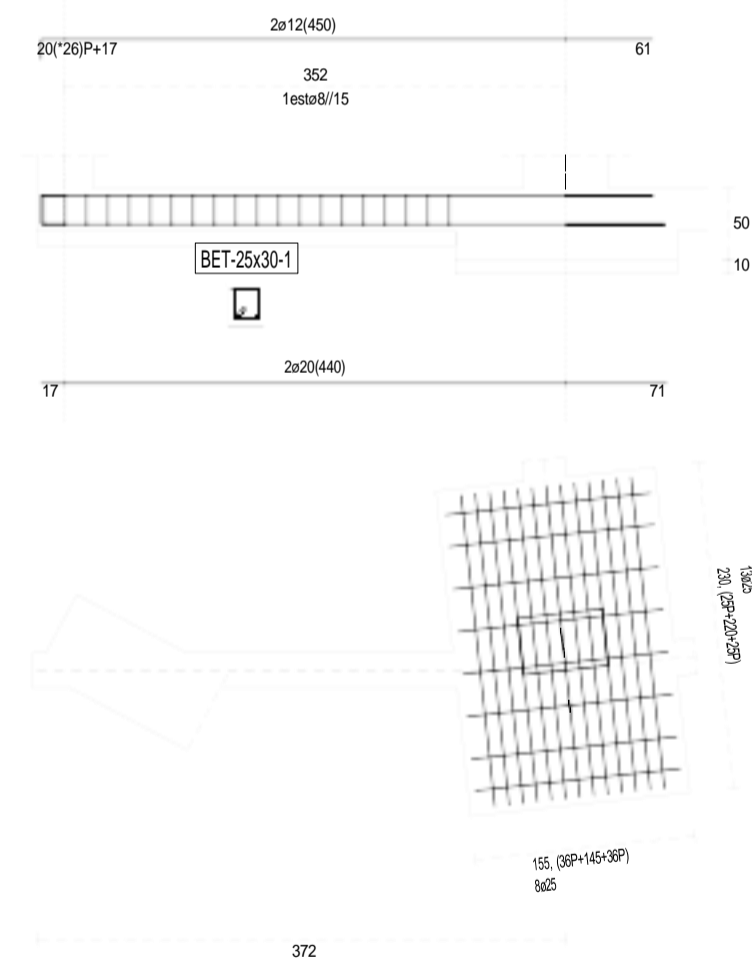
MATERIAIS	COEF. SEG.
Betão C30/37 30 MPa	Normal 1.50
Aço B500B 500 MPa	Normal 1.15

COTA: -400



MATERIAIS	COEF. SEG.
Betão C30/37 30 MPa	Normal 1.50
Aço B500B 500 MPa	Normal 1.15

COTA: -400



MATERIAIS	COEF. SEG.
Betão C30/37 30 MPa	Normal 1.50
Aço B500B 500 MPa	Normal 1.15

Proj. Jonathan Yamaguchi  
 Des. Jonathan Yamaguchi  
 Copio Jonathan Yamaguchi  
 Visto Jonathan Yamaguchi

Edifício Habitacional

Universidade da Beira Interior

Gabinete de Projectos L&A

Escala:

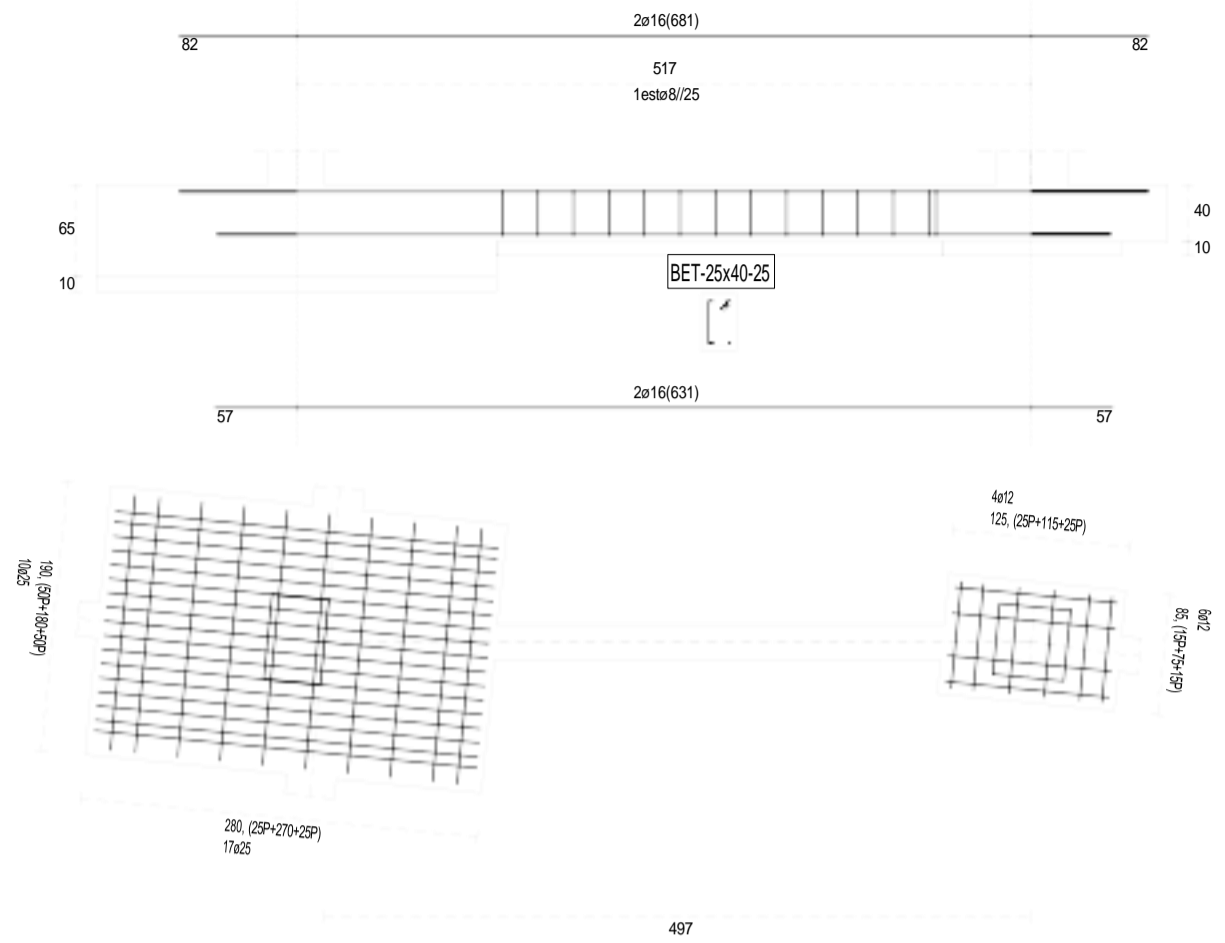
1/50

Toleran.

Quadro de lintéis 2/4

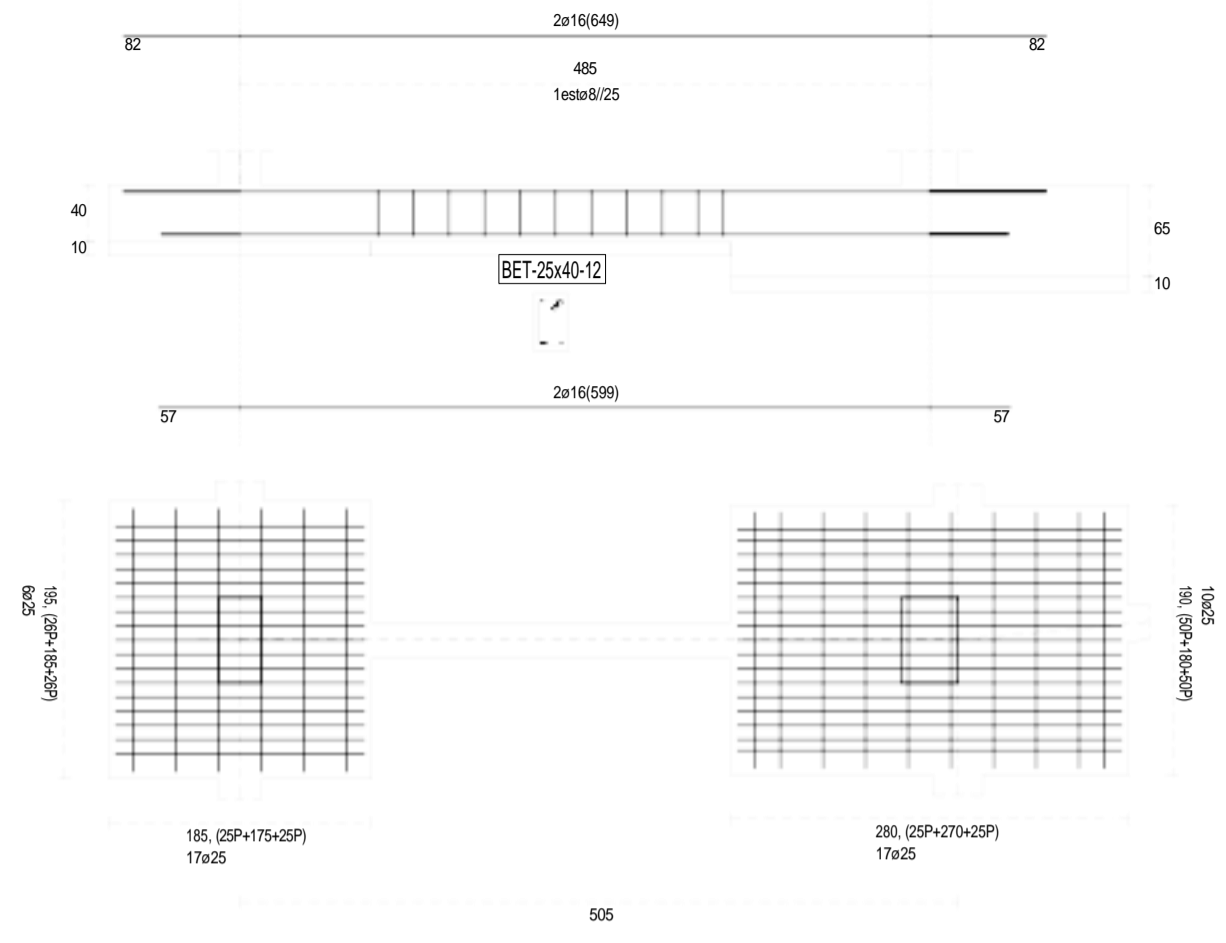
Desenho Nº 07

COTA: -400



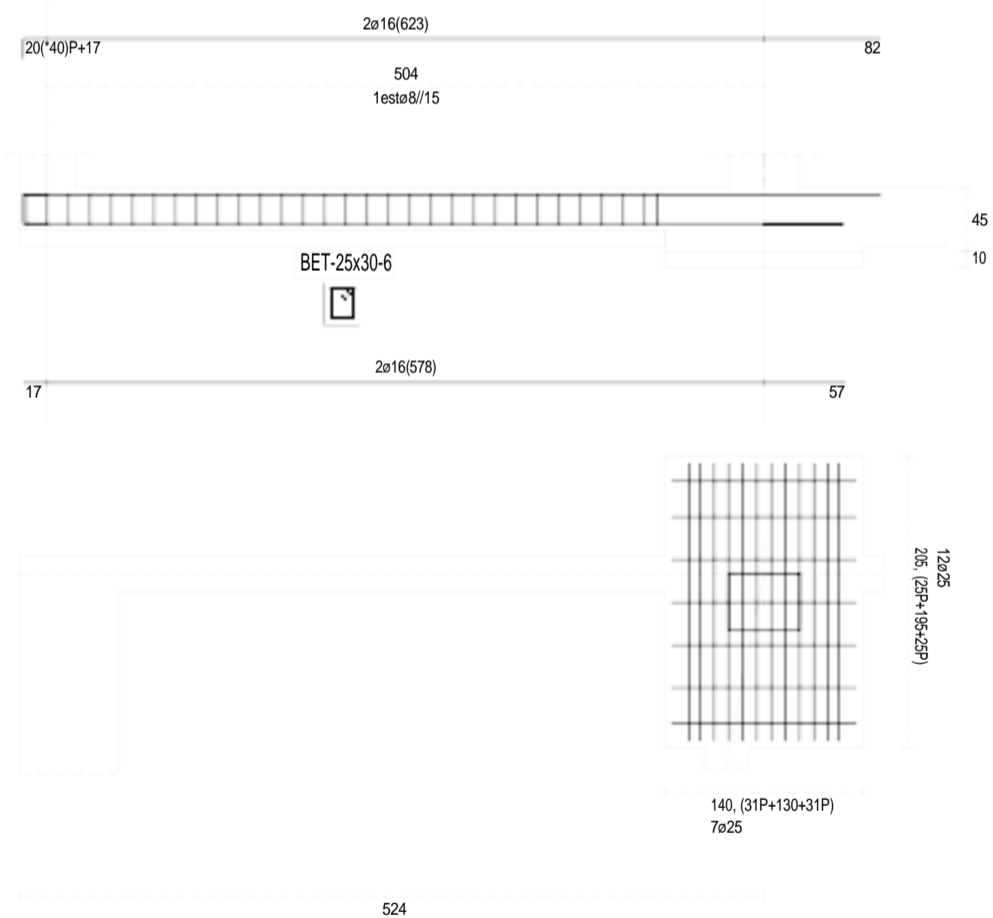
MATERIAIS	COEF. SEG.
Betão C30/37 30 MPa	Normal 1.50
Aço B500B 500 MPa	Normal 1.15

COTA: -400



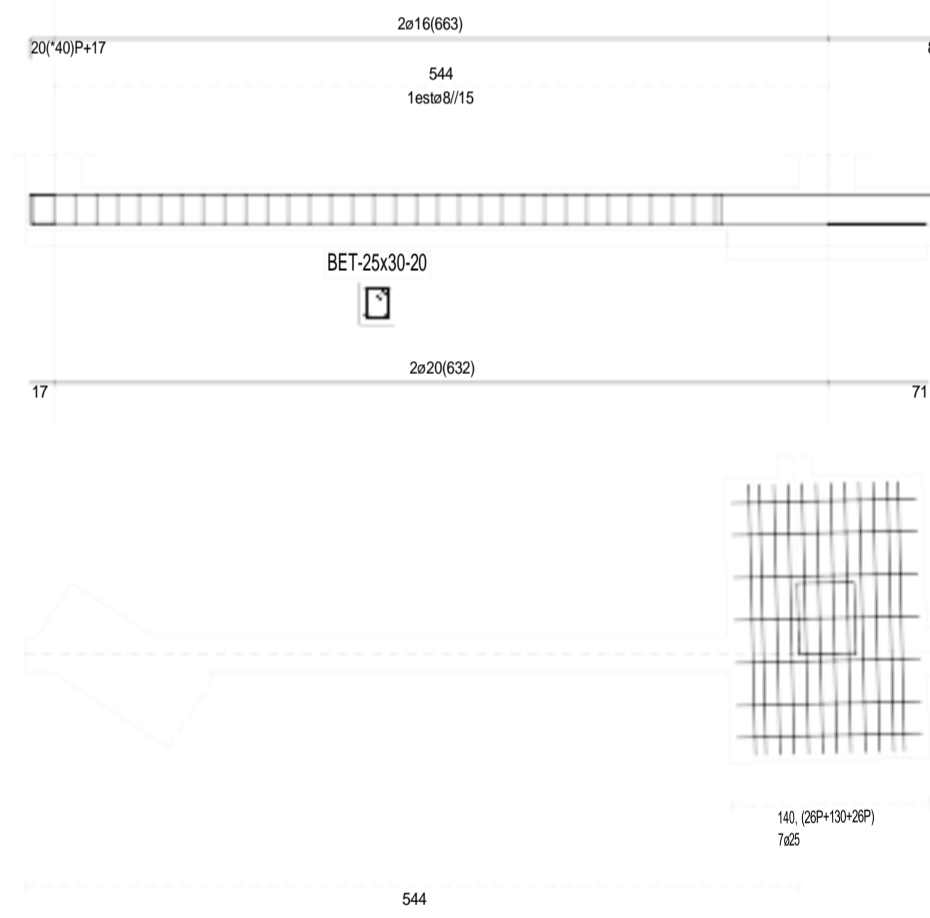
MATERIAIS	COEF. SEG.
Betão C30/37 30 MPa	Normal 1.50
Aço B500B 500 MPa	Normal 1.15

COTA: -400



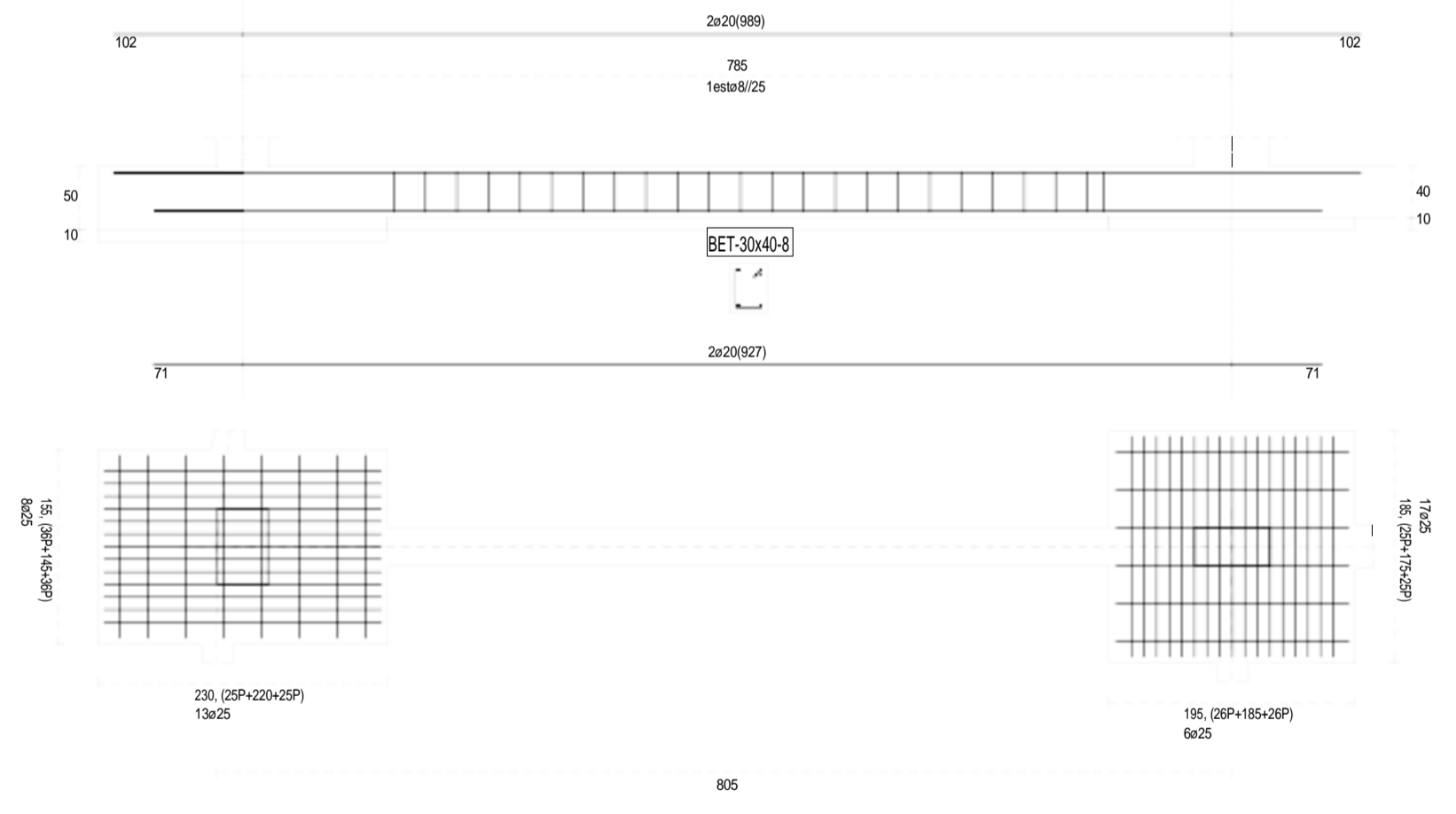
MATERIAIS	COEF. SEG.
Betão C30/37 30 MPa	Normal 1.50
Aço B500B 500 MPa	Normal 1.15

COTA: -400



MATERIAIS	COEF. SEG.
Betão C30/37 30 MPa	Normal 1.50
Aço B500B 500 MPa	Normal 1.15

COTA: -400



MATERIAIS	COEF. SEG.
Betão C30/37 30 MPa	Normal 1.50
Aço B500B 500 MPa	Normal 1.15

Proj. Jonathan Yamaguchi  
 Des. Jonathan Yamaguchi  
 Copio Jonathan Yamaguchi  
 Visto Jonathan Yamaguchi

Edifício Habitacional

Universidade da Beira Interior

Gabinete de Projectos Lab

Escala:

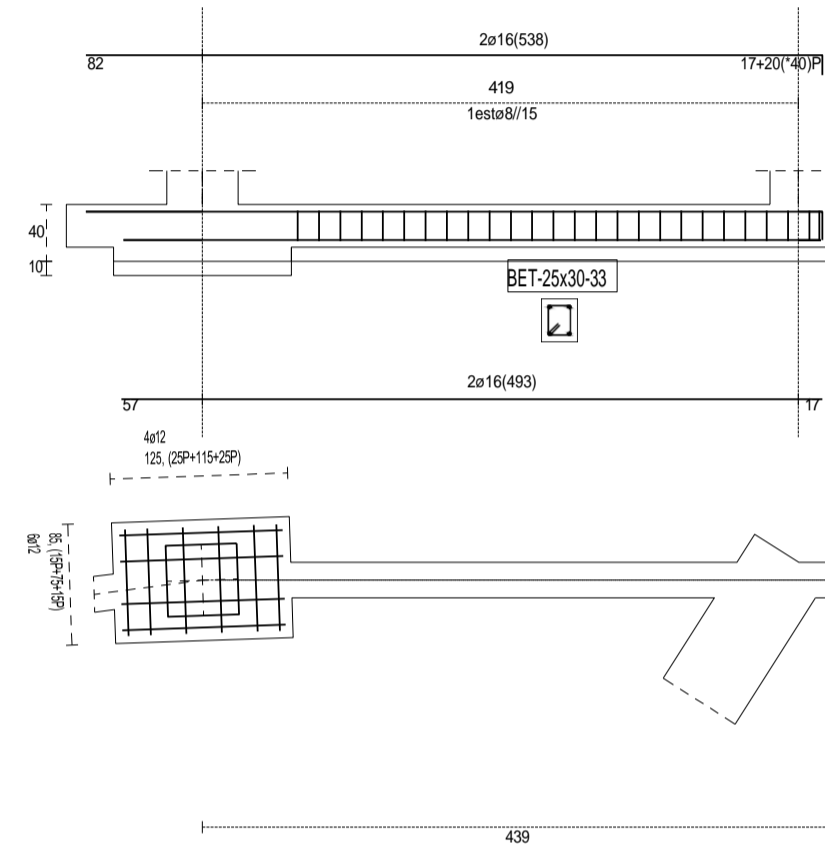
1:50

Toleran.

Quadro de lintéis 3/4

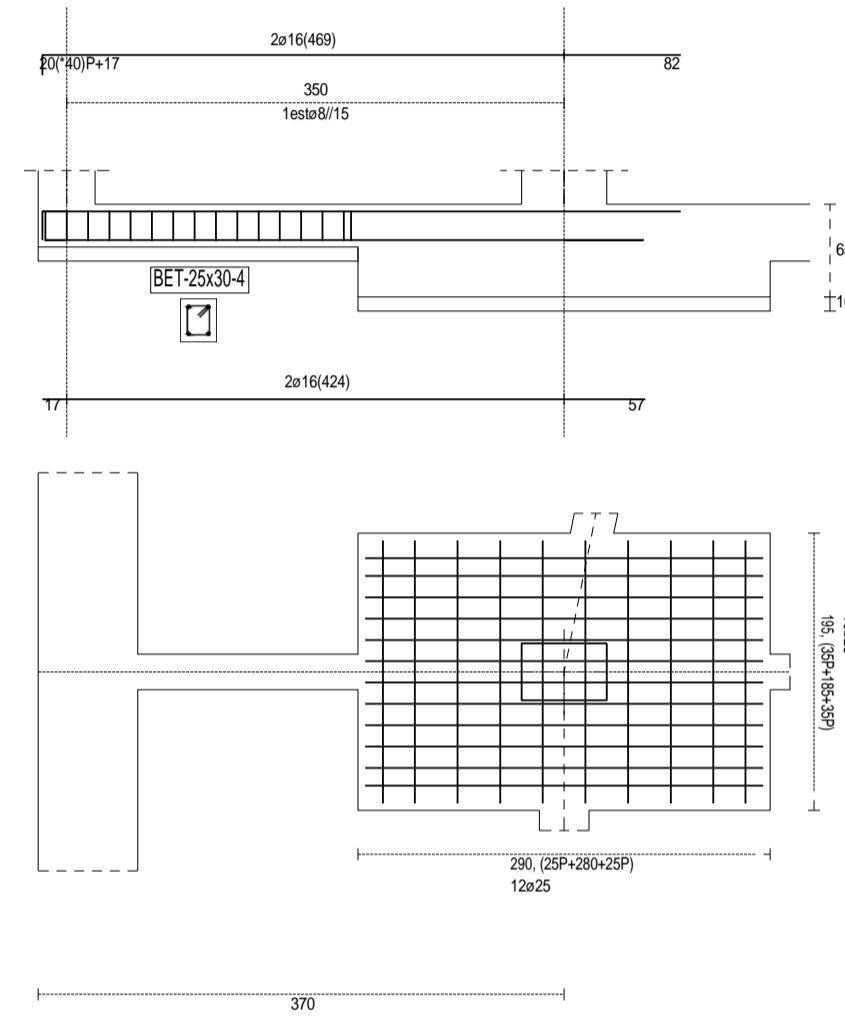
Desenho Nº 08

COTA: -400



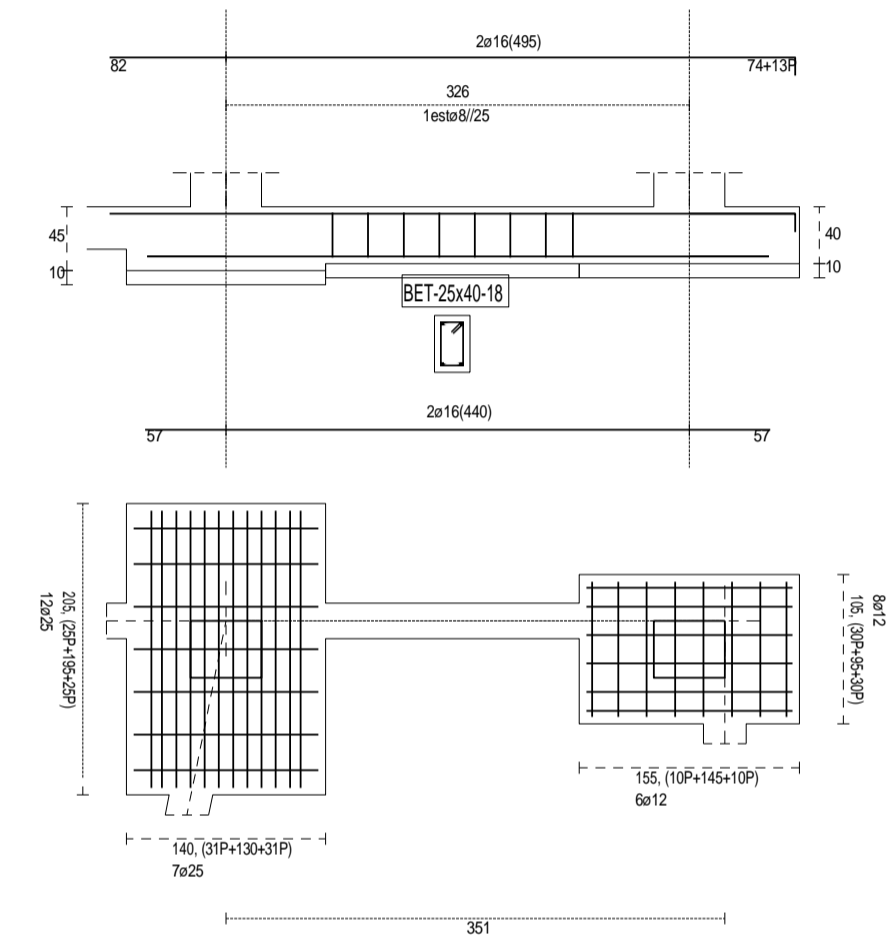
MATERIAIS	COEF. SEG.
Betão C30/37 30 MPa	Normal 1.50
Aço B500B 500 MPa	Normal 1.15

COTA: -400



MATERIAIS	COEF. SEG.
Betão C30/37 30 MPa	Normal 1.50
Aço B500B 500 MPa	Normal 1.15

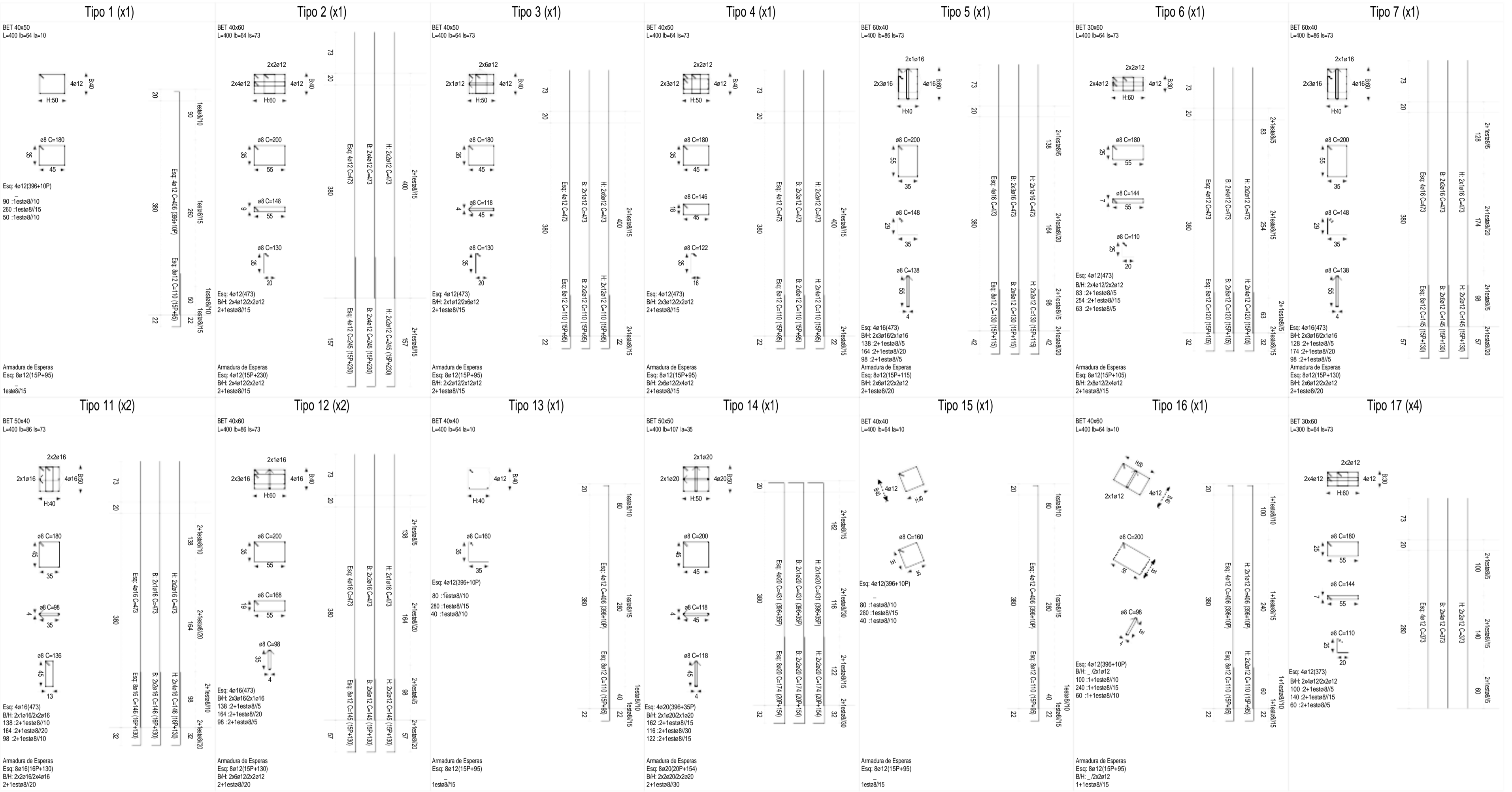
COTA: -400



MATERIAIS	COEF. SEG.
Betão C30/37 30 MPa	Normal 1.50
Aço B500B 500 MPa	Normal 1.15

Proj.	Jonathan Yamaguchi	Edifício Habitacional	Universidade da Beira Interior
Des.	Jonathan Yamaguchi		Gabinete de Projectos Lda
Cópia	Jonathan Yamaguchi		<b>Desenho N° 09</b>
Visto	Jonathan Yamaguchi		
<b>Escala:</b>	1/50	<b>Quadro de lintéis 4/4</b>	
<b>Toleran.</b>			

TIPOS DE PILARES



Proj. Jonathan Yamaguchi  
 Des. Jonathan Yamaguchi  
 Copio Jonathan Yamaguchi  
 Visto Jonathan Yamaguchi

Edifício Habitacional

Universidade da Beira Interior

Gabinete de Projecto Lab

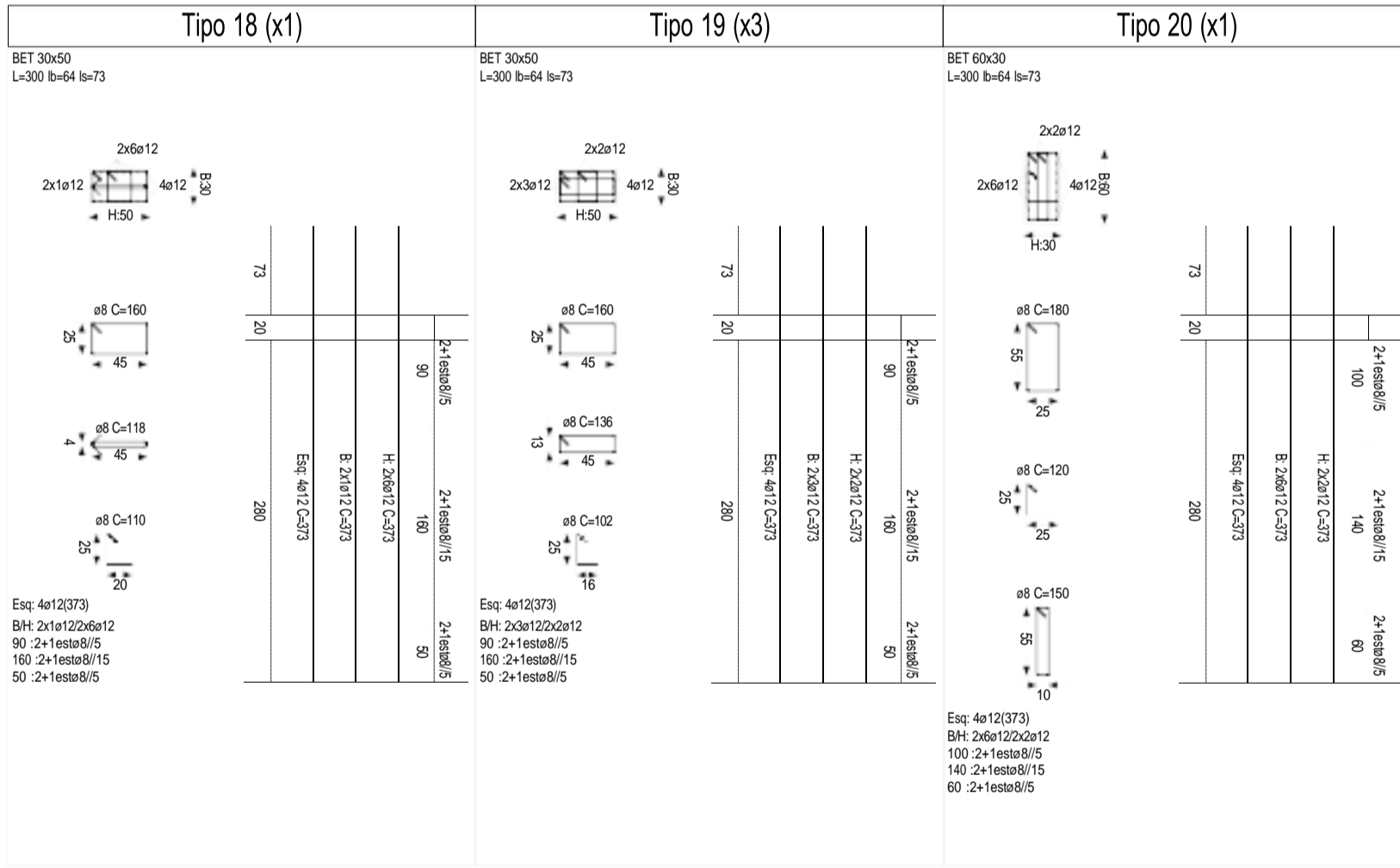
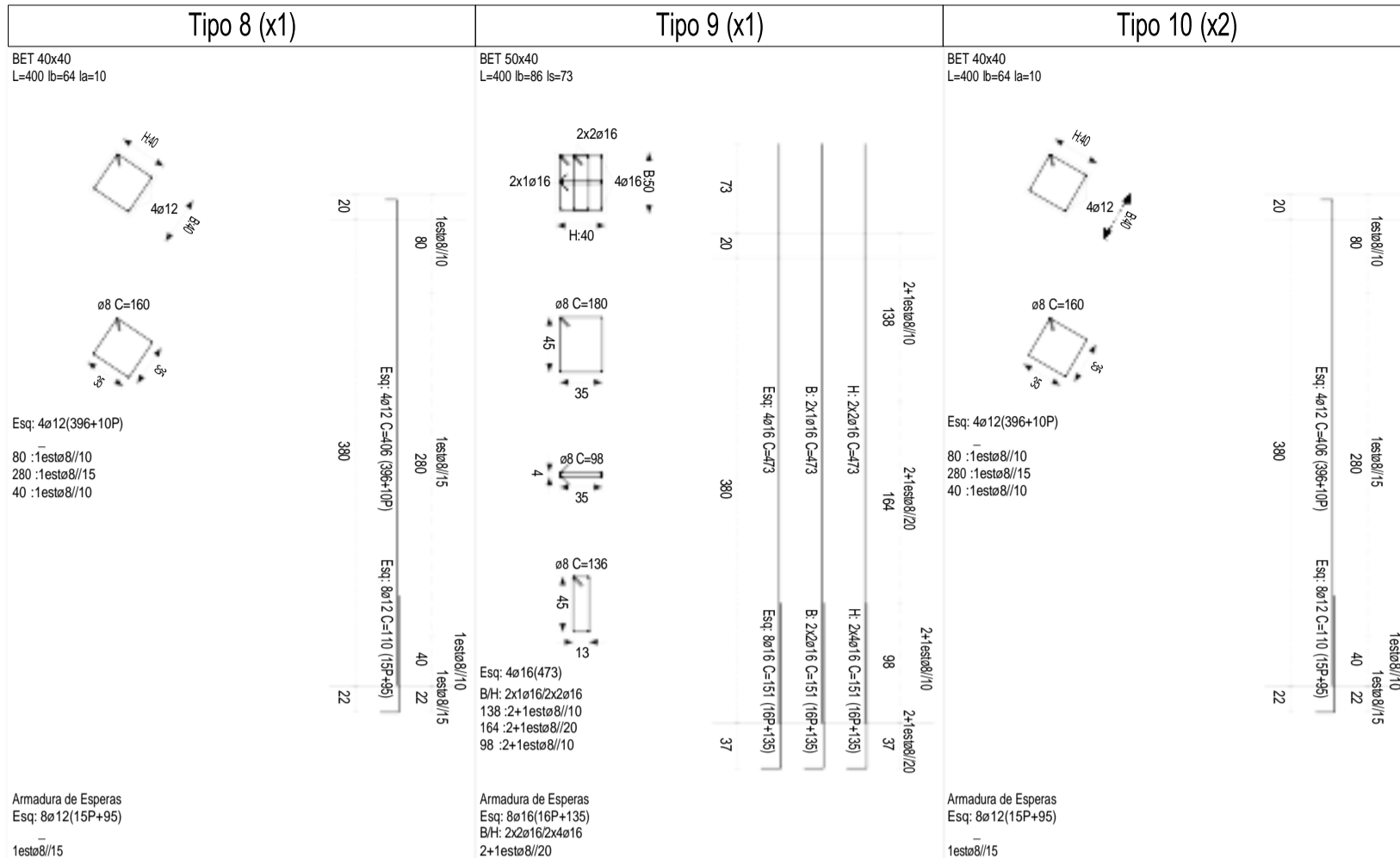
Escala: 1/50

Toleran. 1/50

Desenho Nº 10

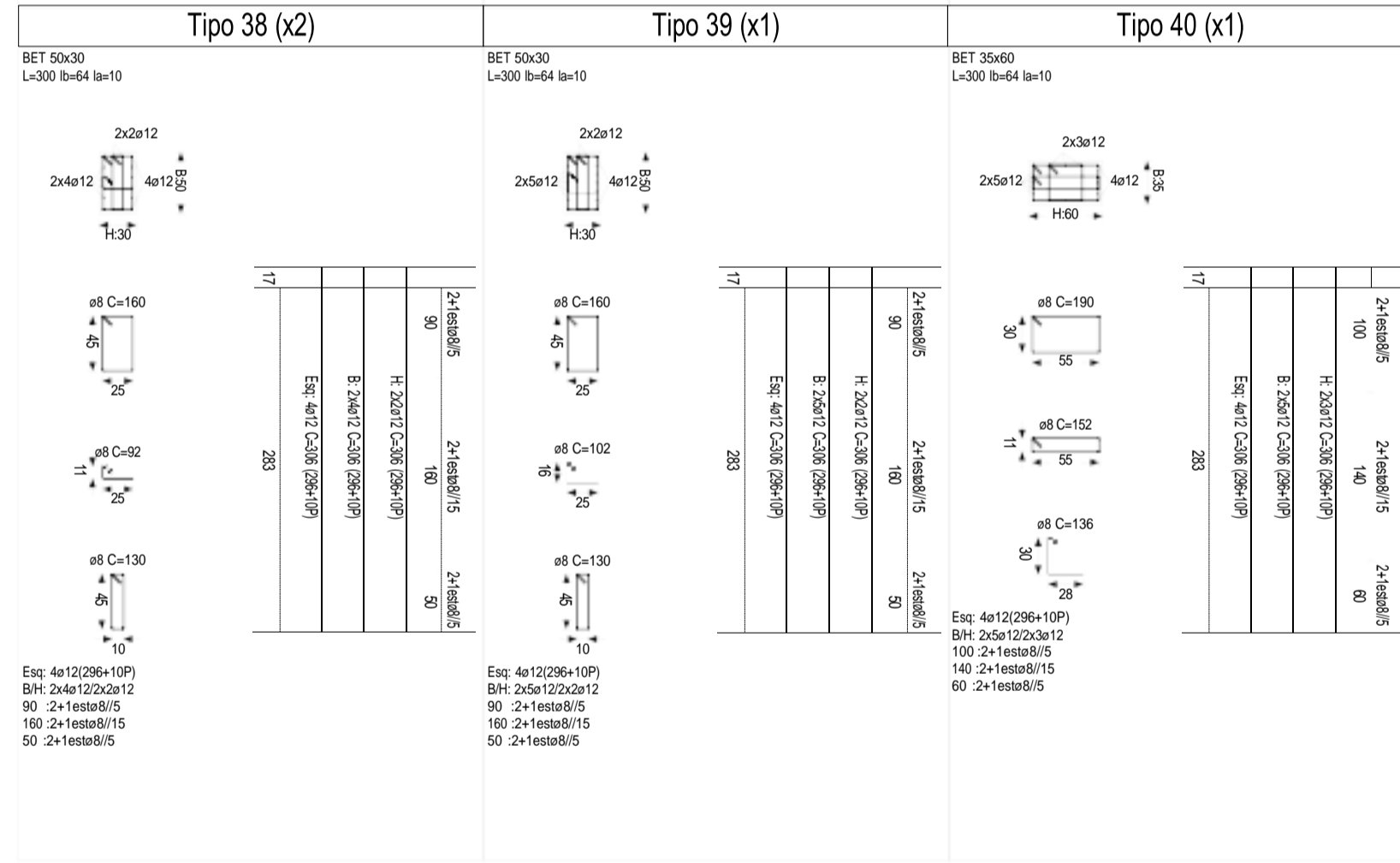
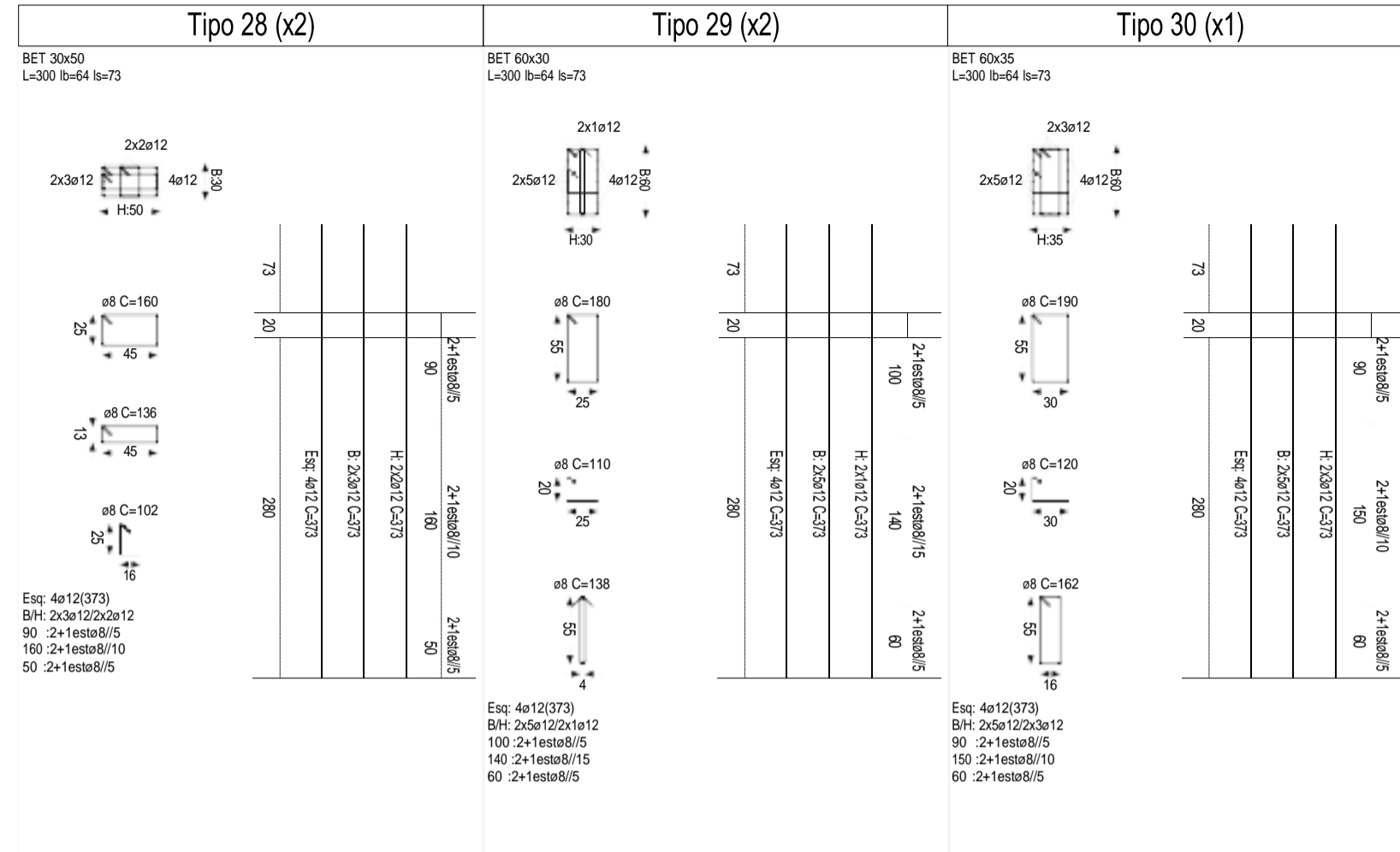
Quadro de Pilares 1/4

TIPOS DE PILARES



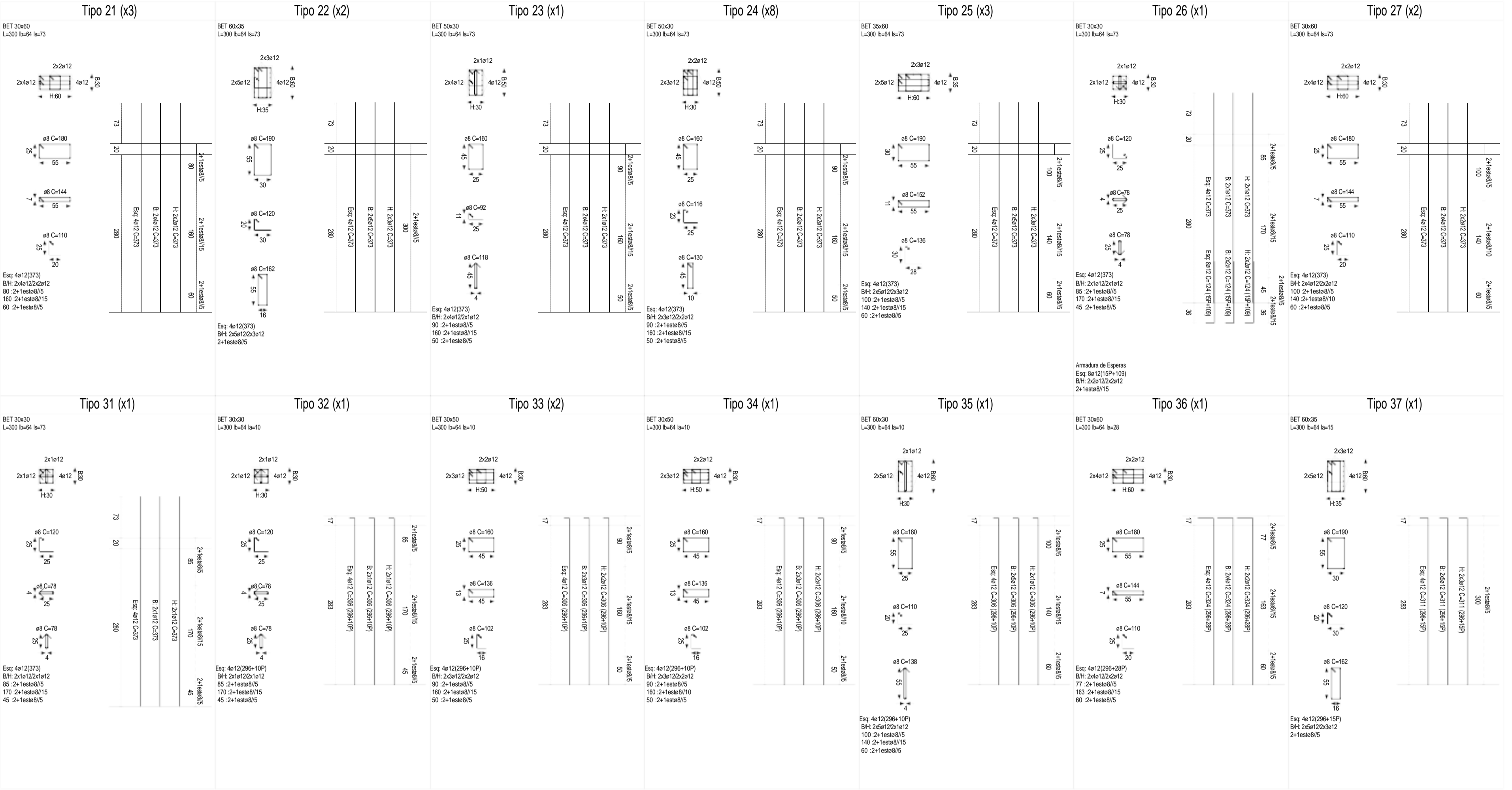
Escala: 1/50

TIPOS DE PILARES



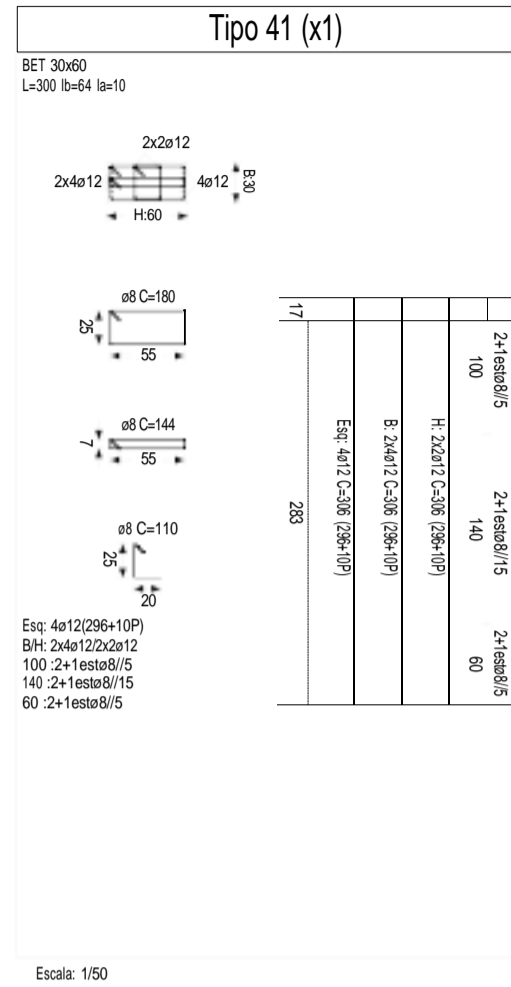
Escala: 1/50

TIPOS DE PILARES



Escala: 1/50

TIPOS DE PILARES



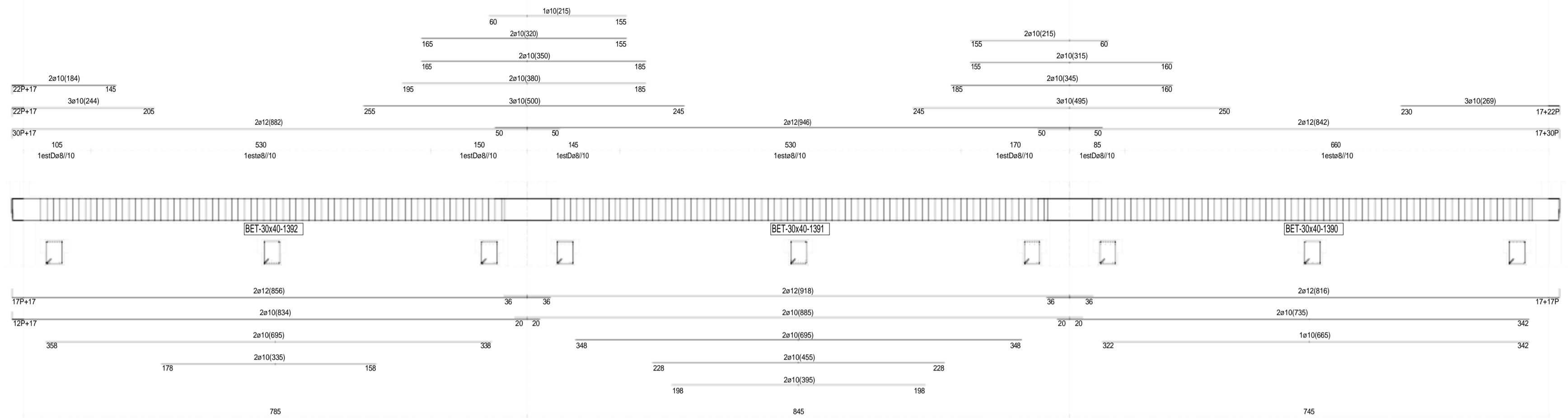
QUADRO DE PILARES

	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 5	Pilar 7	Pilar 10	Pilar 13	Pilar 16	Pilar 17	Pilar 19	Pilar 21	Pilar 23	Pilar 26	Pilar 29	Pilar 30	Pilar 31	Pilar 32	Pilar 34	Pilar 35	Pilar 36	Pilar 48	
900		Pilar 73 BET 30x50 Tipo 33	Pilar 74 BET 30x50 Tipo 34	Pilar 75 BET 30x50 Tipo 33	Pilar 76 BET 60x30 Tipo 35	Pilar 77 BET 30x60 Tipo 36	Pilar 78 BET 60x35 Tipo 37		Pilar 79 BET 50x30 Tipo 38		Pilar 80 BET 50x30 Tipo 39	Pilar 81 BET 35x60 Tipo 40	Pilar 82 BET 30x60 Tipo 41	Pilar 83 BET 50x30 Tipo 38							Pilar 72 BET 30x30 Tipo 32
600		Pilar 61 BET 30x60 Tipo 27	Pilar 62 BET 30x50 Tipo 19	Pilar 63 BET 30x50 Tipo 28	Pilar 64 BET 60x30 Tipo 29	Pilar 65 BET 30x60 Tipo 21	Pilar 66 BET 60x35 Tipo 22		Pilar 67 BET 50x30 Tipo 24		Pilar 68 BET 50x30 Tipo 24	Pilar 69 BET 35x60 Tipo 25	Pilar 70 BET 30x60 Tipo 17	Pilar 71 BET 50x30 Tipo 24							Pilar 60 BET 30x30 Tipo 31
300		Pilar 49 BET 30x60 Tipo 27	Pilar 50 BET 30x50 Tipo 19	Pilar 51 BET 30x50 Tipo 28	Pilar 52 BET 60x30 Tipo 29	Pilar 53 BET 30x60 Tipo 21	Pilar 54 BET 60x35 Tipo 30		Pilar 55 BET 50x30 Tipo 24		Pilar 56 BET 50x30 Tipo 24	Pilar 57 BET 35x60 Tipo 25	Pilar 58 BET 30x60 Tipo 17	Pilar 59 BET 50x30 Tipo 24							Pilar 48 BET 30x30 Tipo 26
0		Pilar 37 BET 30x60 Tipo 17	Pilar 38 BET 30x50 Tipo 18	Pilar 39 BET 30x50 Tipo 19	Pilar 40 BET 60x30 Tipo 20	Pilar 41 BET 30x60 Tipo 21	Pilar 42 BET 60x35 Tipo 22		Pilar 43 BET 50x30 Tipo 23		Pilar 44 BET 50x30 Tipo 24	Pilar 45 BET 35x60 Tipo 25	Pilar 46 BET 30x60 Tipo 17	Pilar 47 BET 50x30 Tipo 24							
100	Pilar 2 BET 40x50 Tipo 1	Pilar 3 BET 40x60 Tipo 2	Pilar 5 BET 40x50 Tipo 3	Pilar 7 BET 40x50 Tipo 4	Pilar 10 BET 60x40 Tipo 5	Pilar 13 BET 30x60 Tipo 6	Pilar 16 BET 60x40 Tipo 7	Pilar 17 BET 40x40 Tipo 8	Pilar 19 BET 50x40 Tipo 9	Pilar 21 BET 40x40 Tipo 10	Pilar 23 BET 50x40 Tipo 11	Pilar 26 BET 40x60 Tipo 12	Pilar 29 BET 40x60 Tipo 12	Pilar 30 BET 50x40 Tipo 11	Pilar 31 BET 40x40 Tipo 13	Pilar 32 BET 40x40 Tipo 10	Pilar 34 BET 50x50 Tipo 14	Pilar 35 BET 40x40 Tipo 15	Pilar 36 BET 40x60 Tipo 16		

Alturas e cotas em cm Recobrimento 25 mm

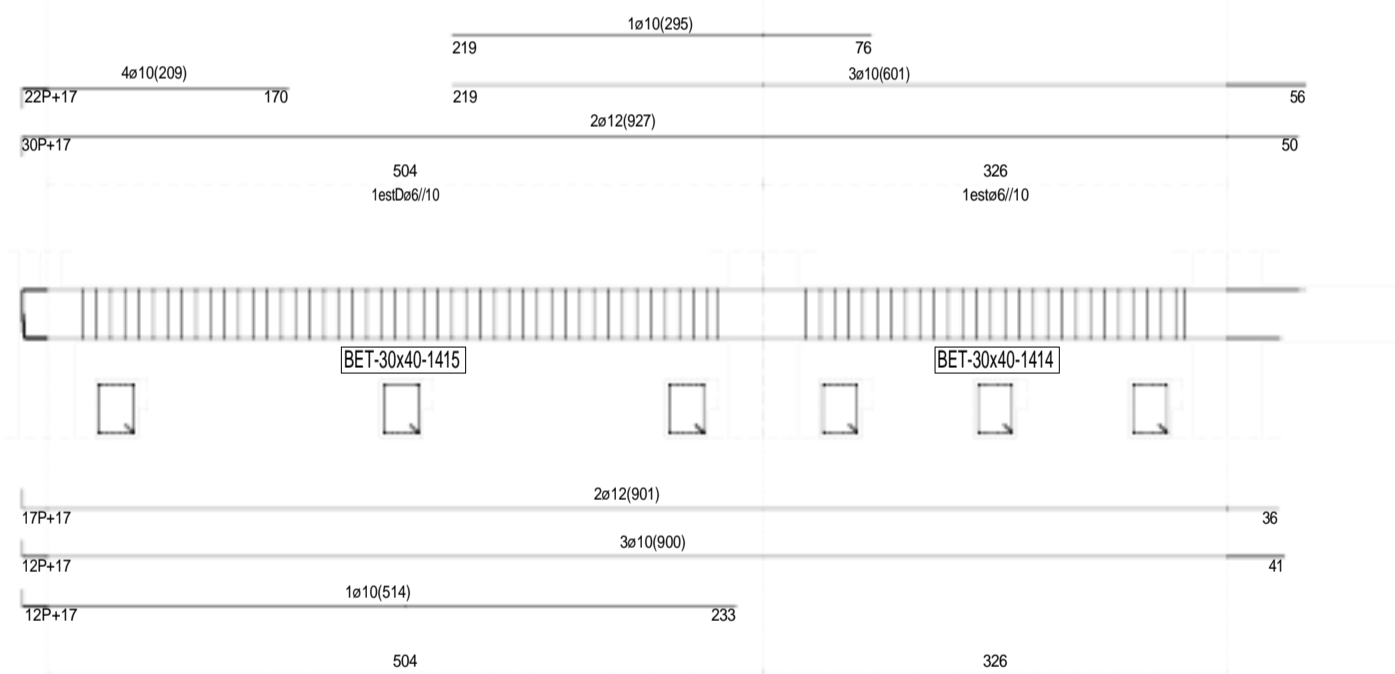
Proj.	Jonathan Yamaguchi		
Des.	Jonathan Yamaguchi	Edifício Habitacional	Universidade da Beira Interior
Capo.	Jonathan Yamaguchi		
Visto.	Jonathan Yamaguchi		Gabinete de Projetos Lda
<b>Escala:</b>			<b>Desenho Nº 13</b>
1:50			
<b>Toleran.</b>	Quadro de Pilares 4/4		

PÓRTICO: P7  
COTA: 0



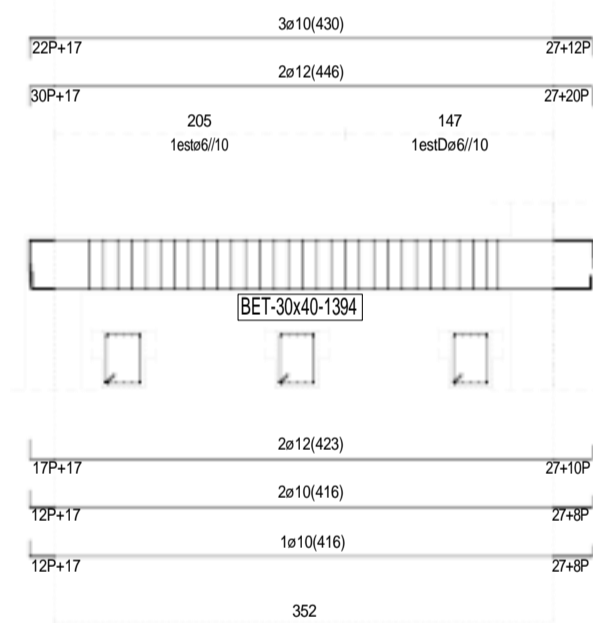
MATERIAIS	COEF. SEG.
Betão C30/37 30 MPa	Normal 1.50
Aço B500B 500 MPa	Normal 1.15

PÓRTICO: P22  
COTA: 0



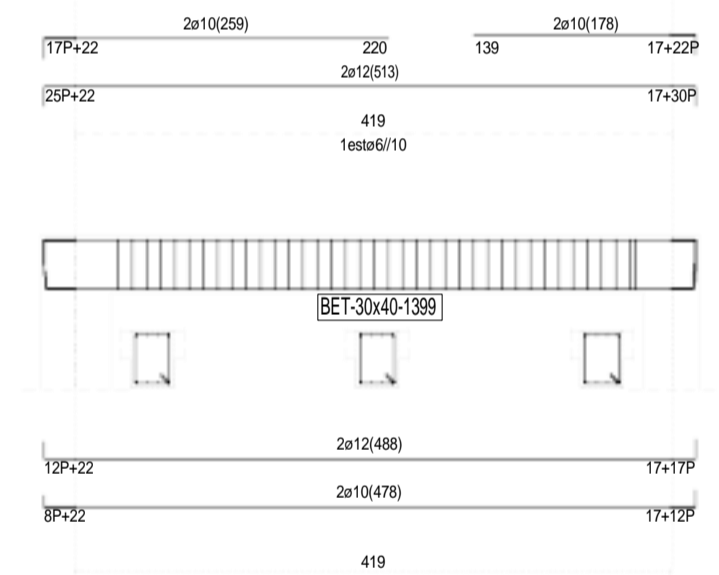
MATERIAIS	COEF. SEG.
Betão C30/37 30 MPa	Normal 1.50
Aço B500B 500 MPa	Normal 1.15

PÓRTICO: P13  
COTA: 0



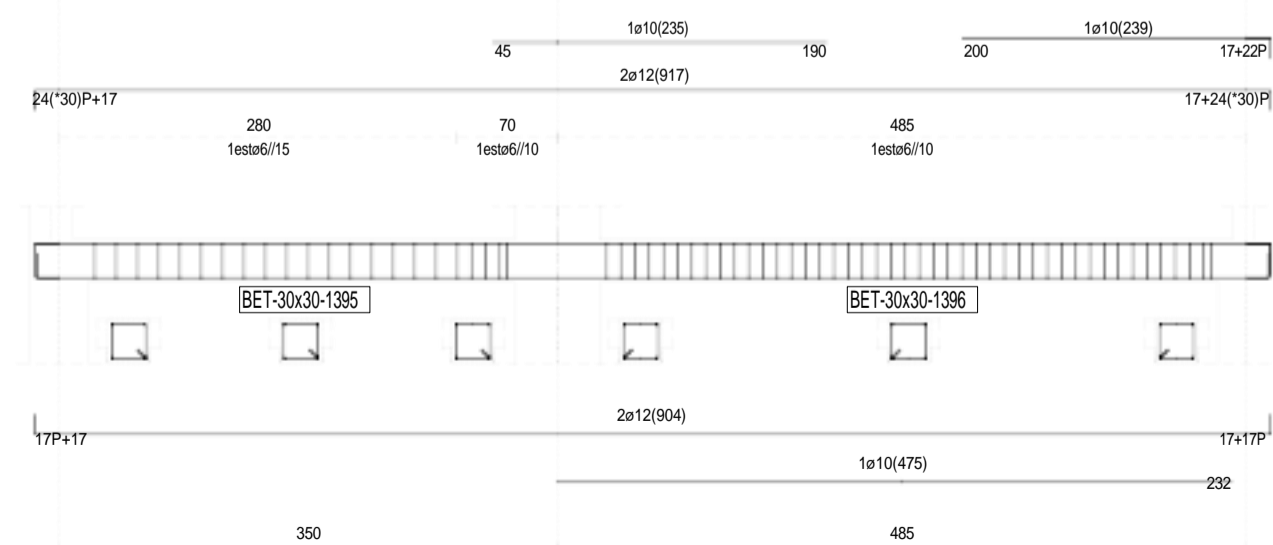
MATERIAIS	COEF. SEG.
Betão C30/37 30 MPa	Normal 1.50
Aço B500B 500 MPa	Normal 1.15

PÓRTICO: P16  
COTA: 0



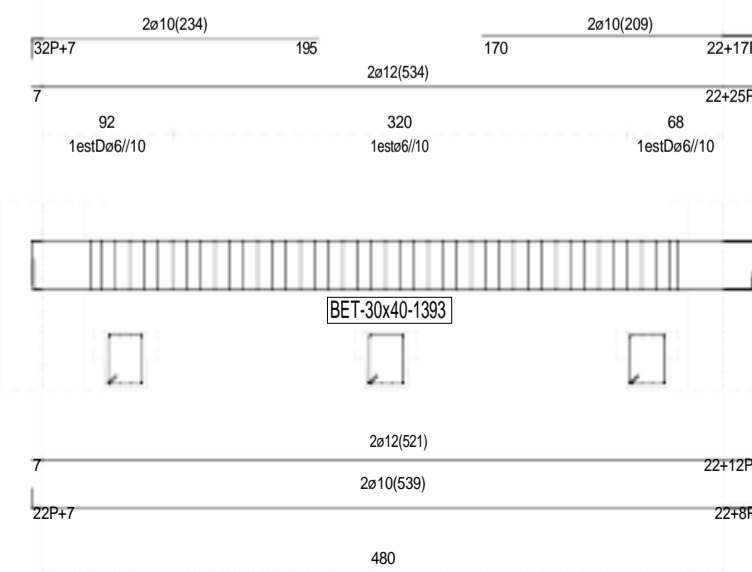
MATERIAIS	COEF. SEG.
Betão C30/37 30 MPa	Normal 1.50
Aço B500B 500 MPa	Normal 1.15

PÓRTICO: P21  
COTA: 0



MATERIAIS	COEF. SEG.
Betão C30/37 30 MPa	Normal 1.50
Aço B500B 500 MPa	Normal 1.15

PÓRTICO: P11  
COTA: 0



MATERIAIS	COEF. SEG.
Betão C30/37 30 MPa	Normal 1.50
Aço B500B 500 MPa	Normal 1.15

Proj. Jonathan Yamaguchi  
Des. Jonathan Yamaguchi  
Copio. Jonathan Yamaguchi  
Visto. Jonathan Yamaguchi

Edifício Habitacional

Universidade da Beira Interior

Gabinete de Projectos Lda

Escala:

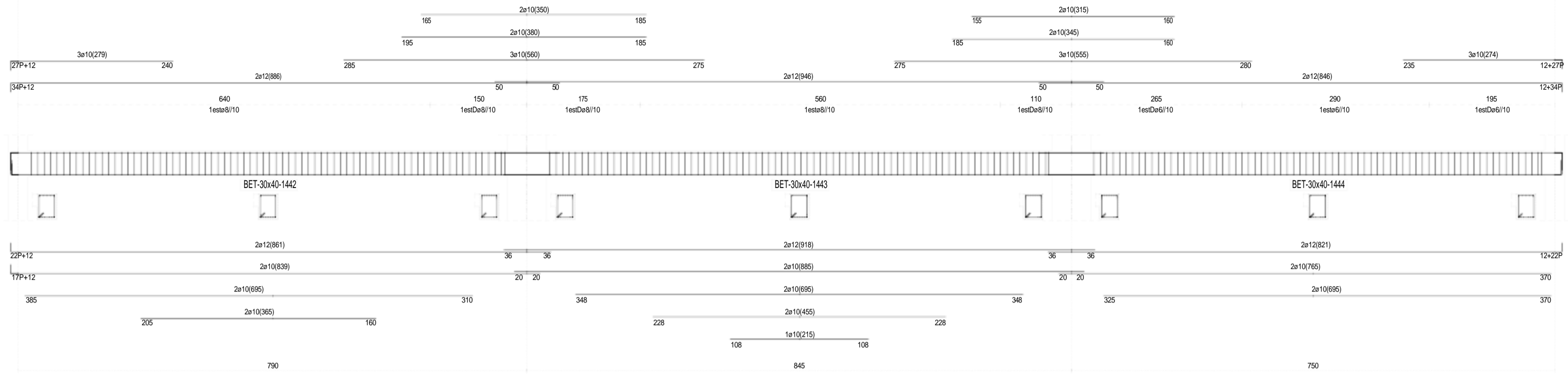
1:50

Toleran.

Porticos - Cota 0

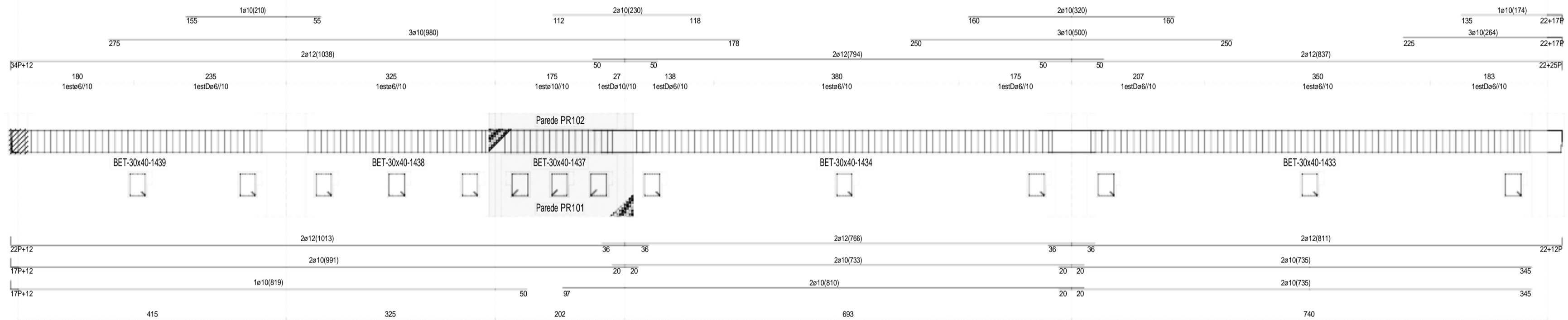
Desenho Nº 14

PÓRTICO: P7  
COTA: 300



MATERIAIS	COEF. SEG.
Betão C30/37 30 MPa	Normal 1.50
Aço B500B 500 MPa	Normal 1.15

PÓRTICO: P2  
COTA: 300



MATERIAIS	COEF. SEG.
Betão C30/37 30 MPa	Normal 1.50
Aço B500B 500 MPa	Normal 1.15

Proj. Jonathan Yamaguchi  
Des. Jonathan Yamaguchi  
Cpou Jonathan Yamaguchi  
Visto Jonathan Yamaguchi

Edifício Habitacional

Universidade da Beira Interior

Gabinete de Projectos Lda

Escala:

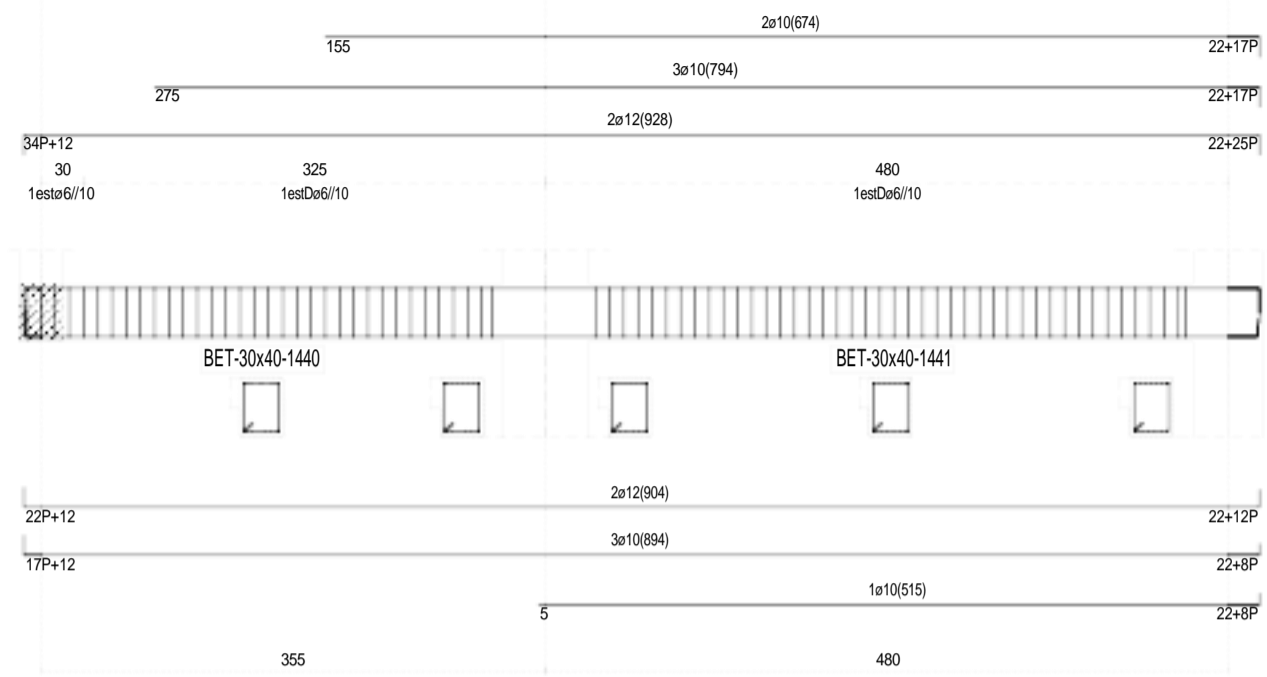
1/50

Toleran.

Porticos - Cota 300 1/2

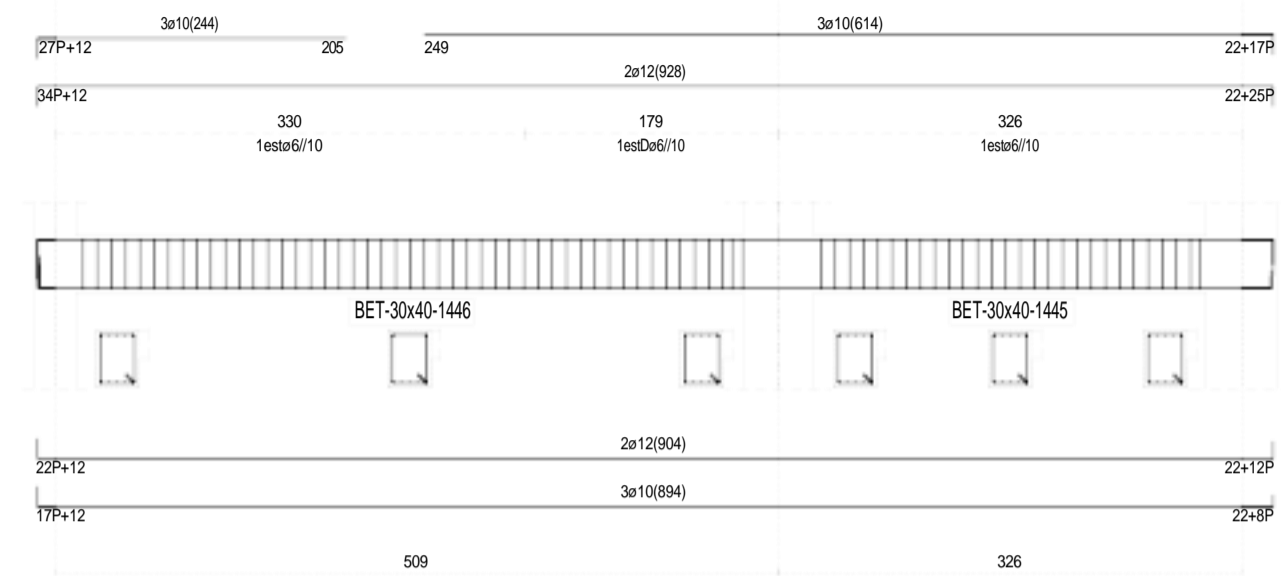
Desenho Nº 15

PÓRTICO: P11  
COTA: 300



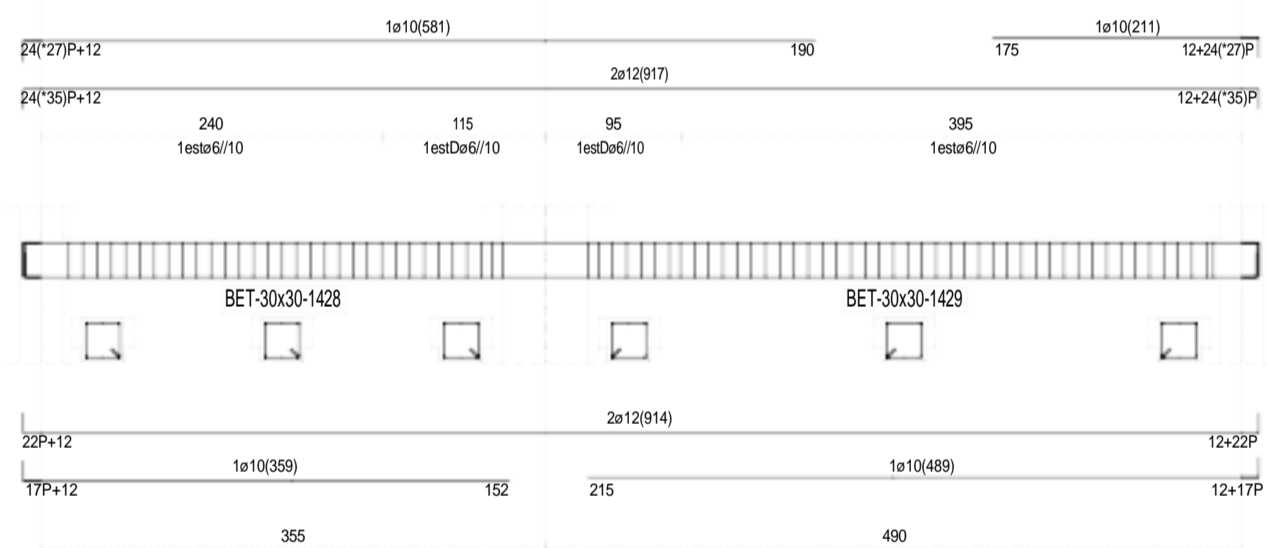
MATERIAIS	COEF. SEG.
Betão C30/37 30 MPa	Normal 1.50
Aço B500B 500 MPa	Normal 1.15

PÓRTICO: P22  
COTA: 300



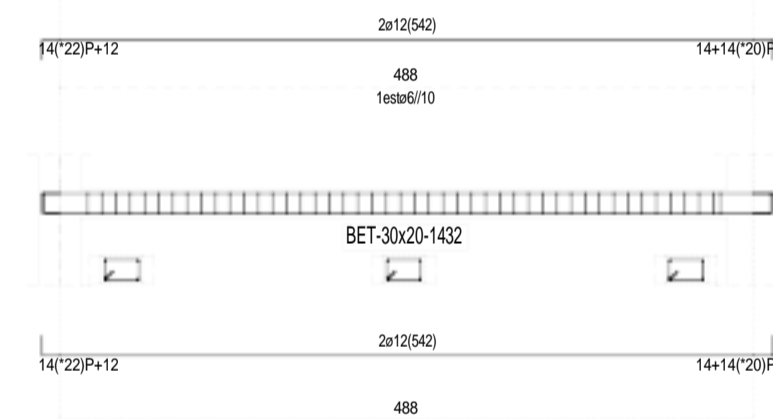
MATERIAIS	COEF. SEG.
Betão C30/37 30 MPa	Normal 1.50
Aço B500B 500 MPa	Normal 1.15

PÓRTICO: P21  
COTA: 300



MATERIAIS	COEF. SEG.
Betão C30/37 30 MPa	Normal 1.50
Aço B500B 500 MPa	Normal 1.15

COTA: 300



MATERIAIS	COEF. SEG.
Betão C30/37 30 MPa	Normal 1.50
Aço B500B 500 MPa	Normal 1.15

Proj. Jonathan Yamaguchi  
Des. Jonathan Yamaguchi  
Cópia Jonathan Yamaguchi  
Visto Jonathan Yamaguchi

Edifício Habitacional

Universidade da Beira Interior

Gabinete de Projectos Lda

Escala:

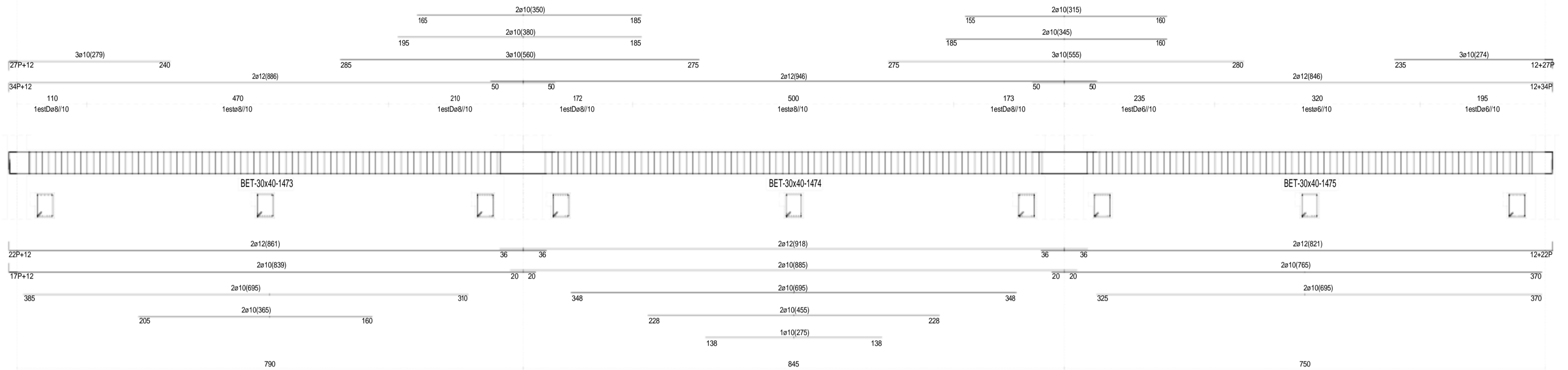
1:50

Toleran.

Porticos - Cota 300 2/2

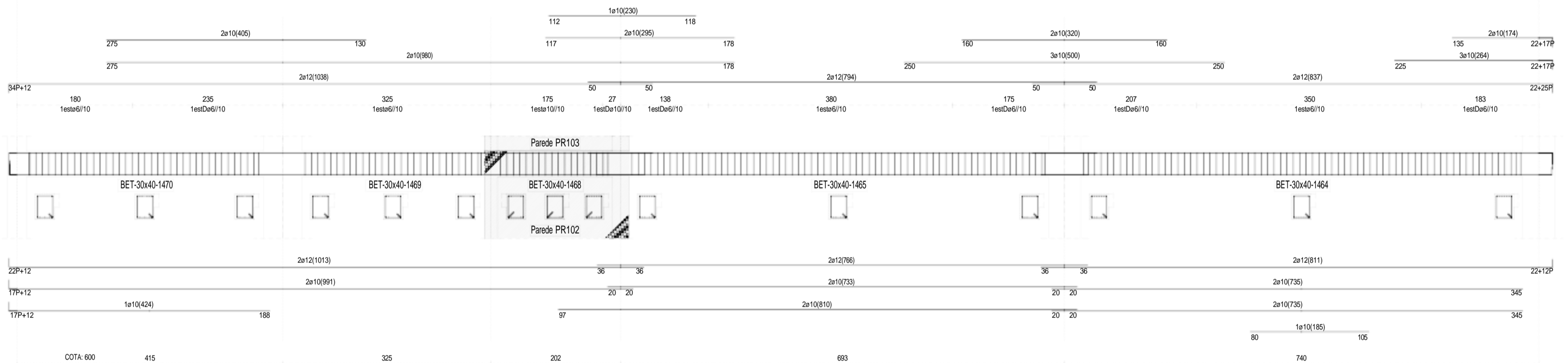
Desenho Nº 16

PÓRTICO: P7  
COTA: 600



MATERIAIS	COEF. SEG.
Betão C30/37 30 MPa	Normal 1.50
Aço B500B 500 MPa	Normal 1.15

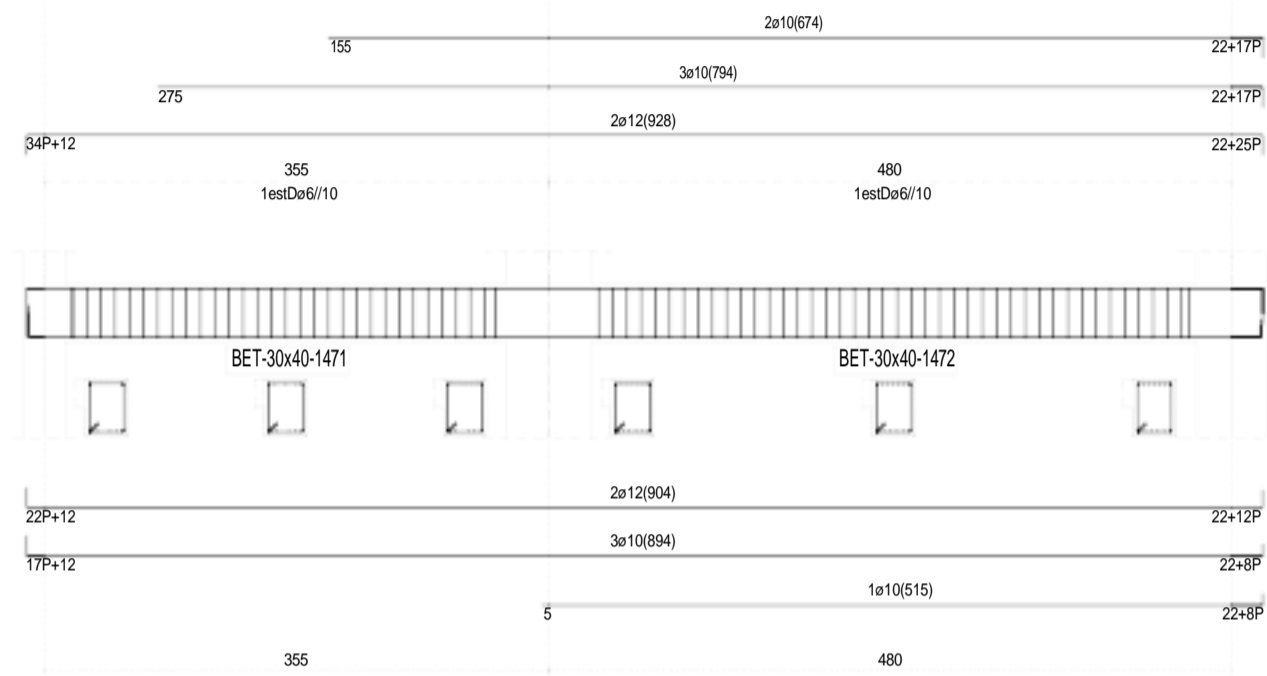
PÓRTICO: P2  
COTA: 600



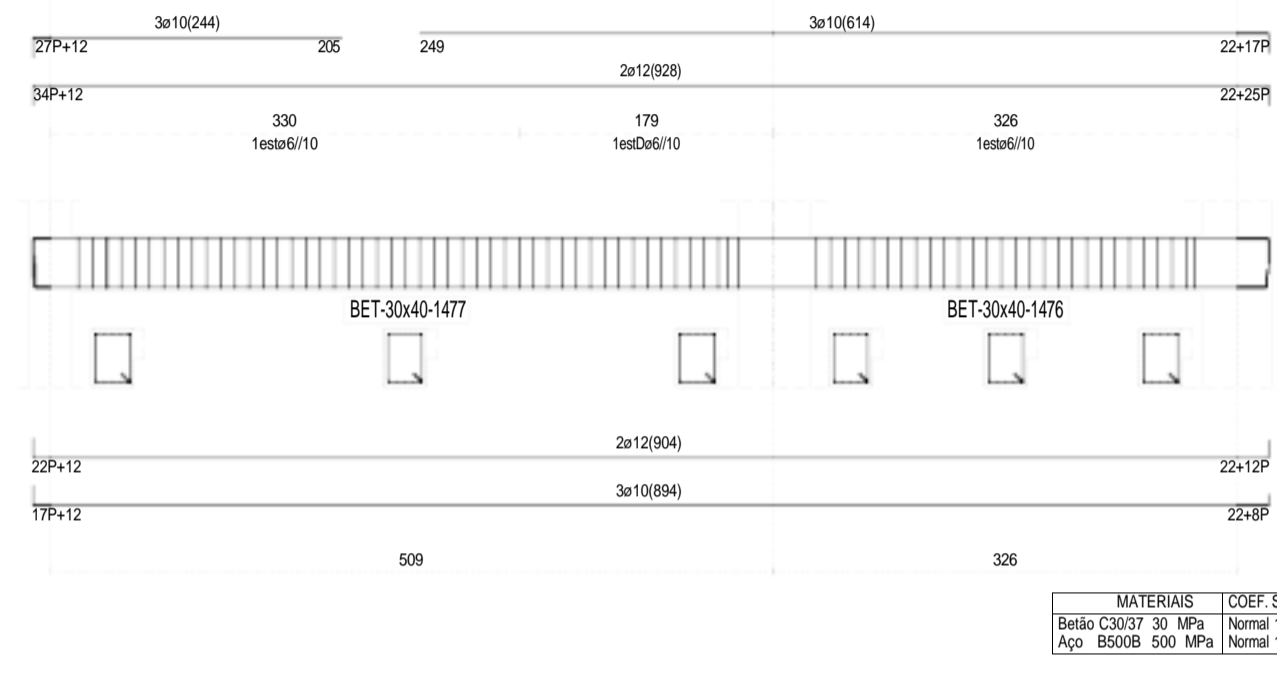
MATERIAIS	COEF. SEG.
Betão C30/37 30 MPa	Normal 1.50
Aço B500B 500 MPa	Normal 1.15

Proj.	Jonathan Yamaguchi	Edifício Habitacional	Universidade da Beira Interior
Des.	Jonathan Yamaguchi		
Copou.	Jonathan Yamaguchi		
Visto.	Jonathan Yamaguchi		
<b>Escala:</b>		Porticos - Cota 600 1/2	<b>Desenho Nº 17</b>
150			
<b>Toleran.</b>			

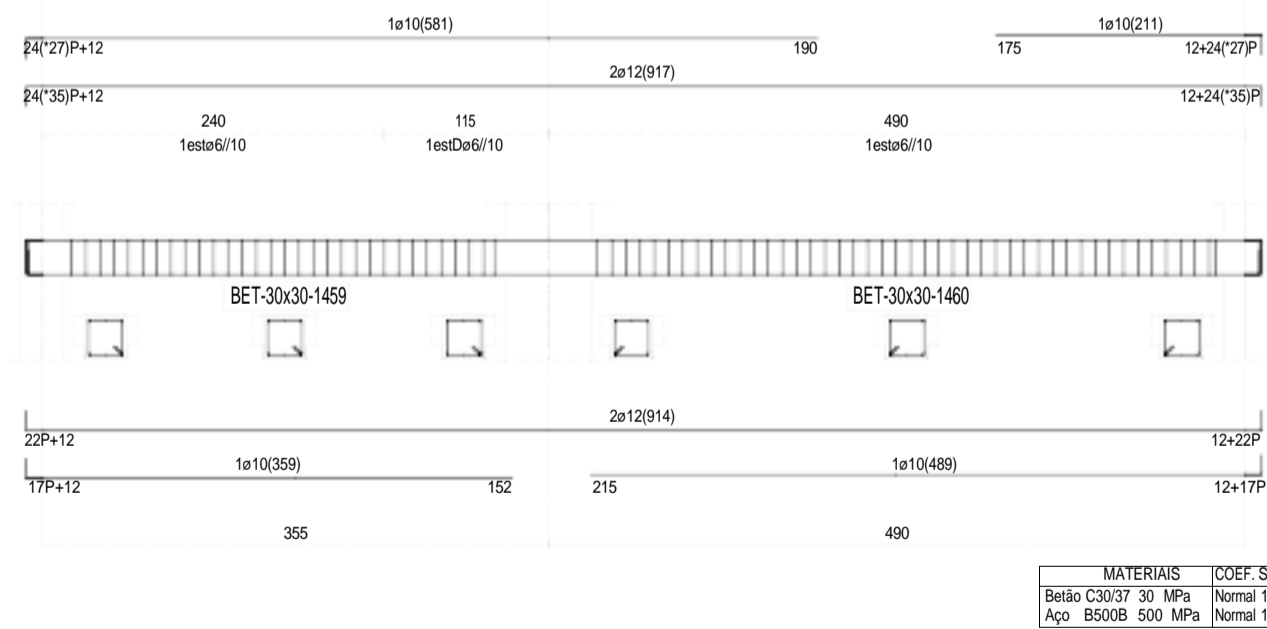
PÓRTICO: P11  
COTA: 600



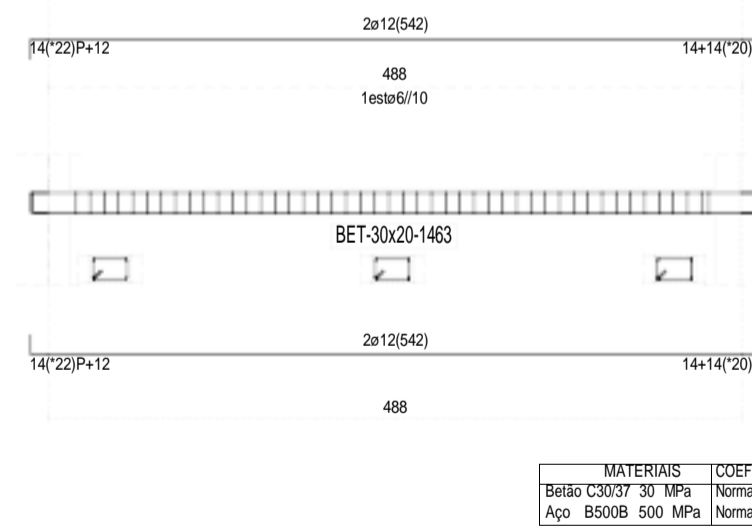
PÓRTICO: P22  
COTA: 600



PÓRTICO: P21  
COTA: 600



COTA: 600



Proj. Jonathan Yamaguchi  
Des. Jonathan Yamaguchi  
Copou Jonathan Yamaguchi  
Visto Jonathan Yamaguchi

Edifício Habitacional

Universidade da Beira Interior

Gabinete de Projectos Lda

Escala:

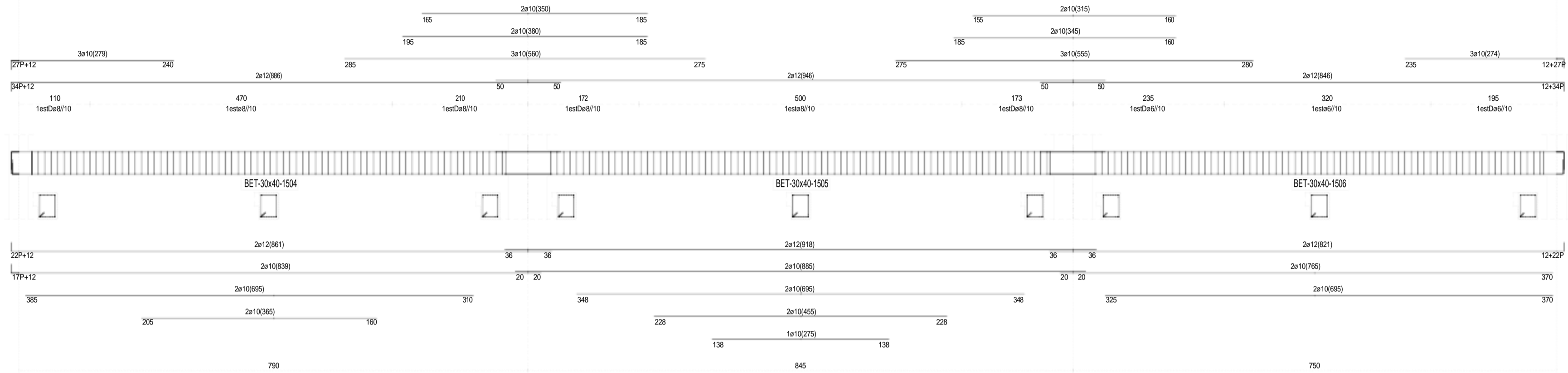
1:50

Toleran.

Porticos - Cota 600 2/2

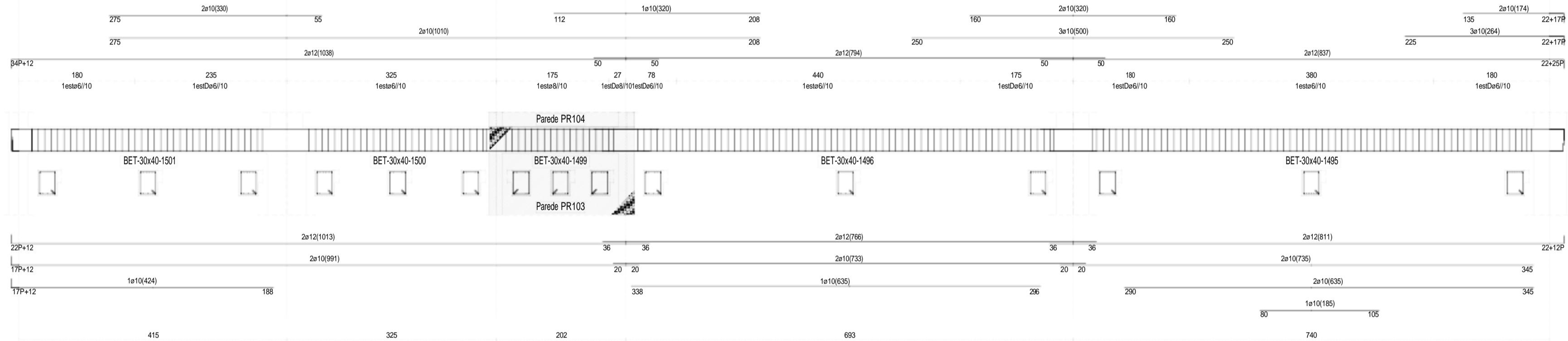
Desenho Nº 18

PÓRTICO: P7  
COTA: 900



MATERIAIS	COEF. SEG.
Betão C30/37 30 MPa	Normal 1.50
Aço B500B 500 MPa	Normal 1.15

PÓRTICO: P2  
COTA: 900



MATERIAIS	COEF. SEG.
Betão C30/37 30 MPa	Normal 1.50
Aço B500B 500 MPa	Normal 1.15

Proj. Jonathan Yamaguchi  
Des. Jonathan Yamaguchi  
Copou Jonathan Yamaguchi  
Visto Jonathan Yamaguchi

Edifício Habitacional

Universidade da Beira Interior

Gabinete de Projecto L&L

Escala:

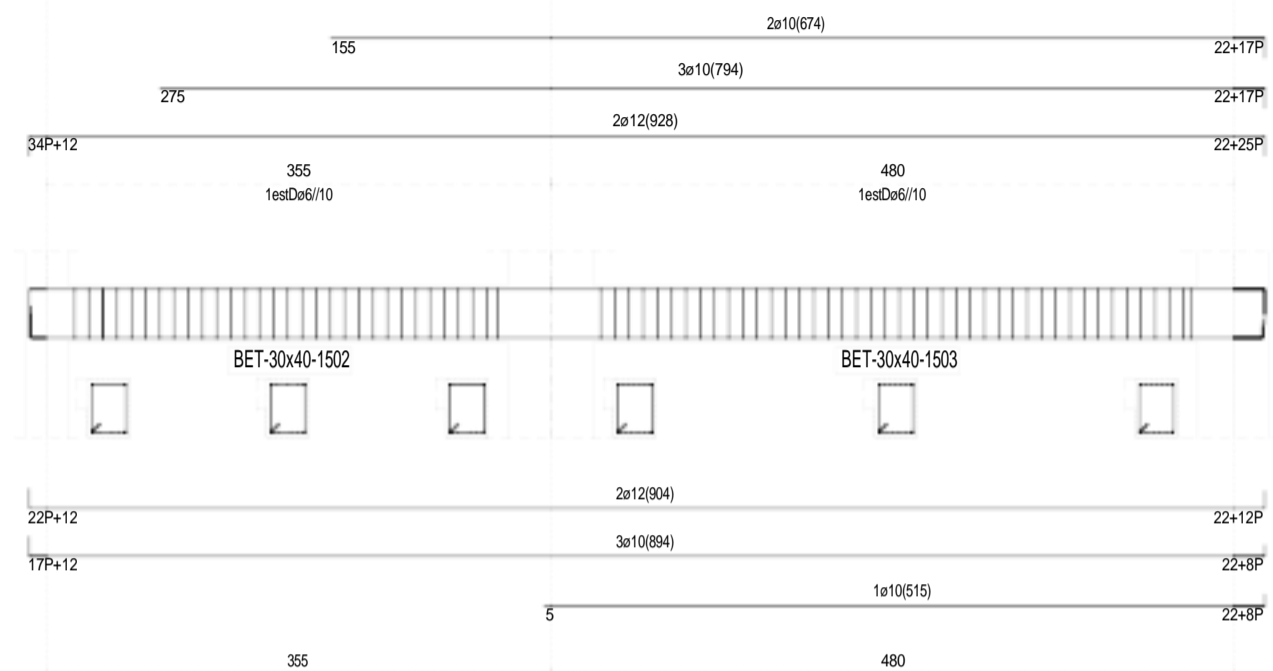
1:50

Toleran.

Porticos - Cota 900 1/2

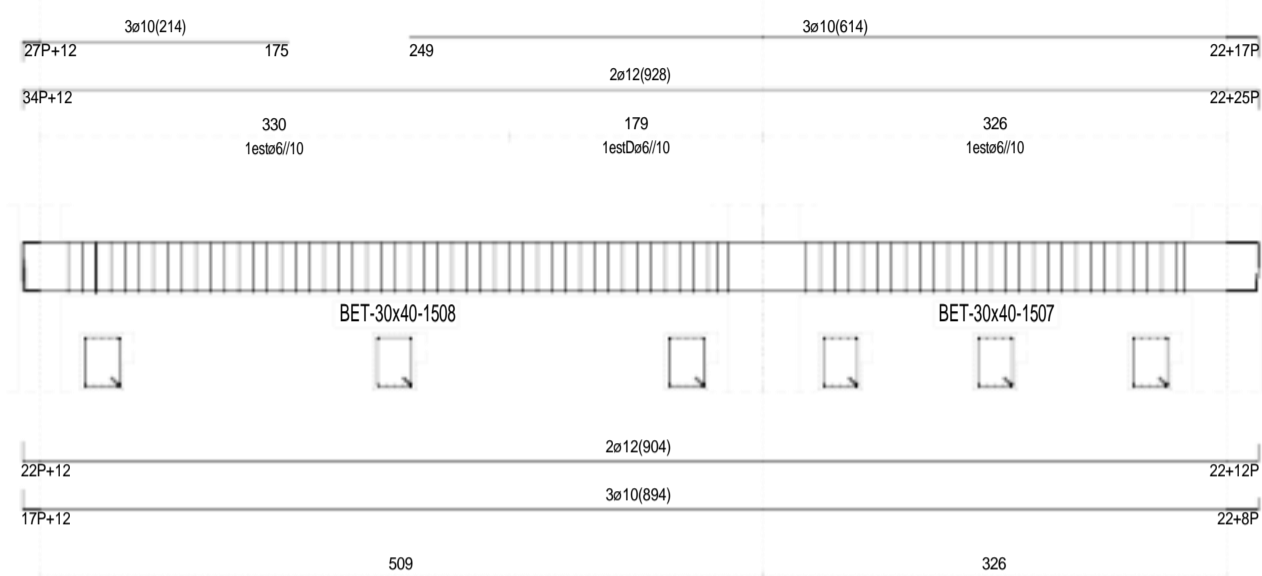
Desenho Nº 19

PÓRTICO: P11  
COTA: 900



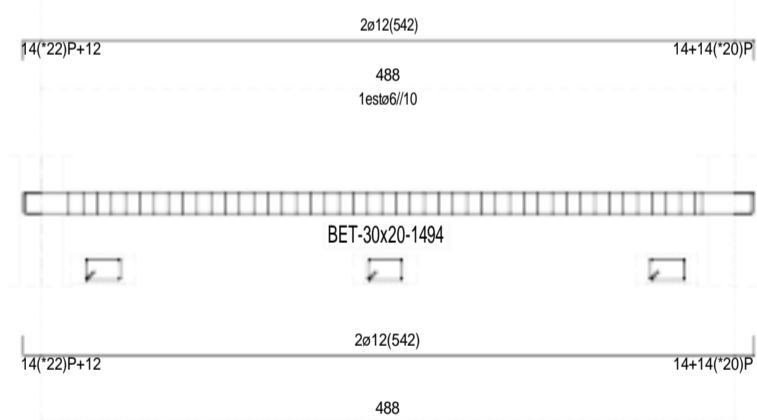
MATERIAIS	COEF. SEG.
Betão C30/37 30 MPa	Normal 1.50
Aço B500B 500 MPa	Normal 1.15

PÓRTICO: P22  
COTA: 900



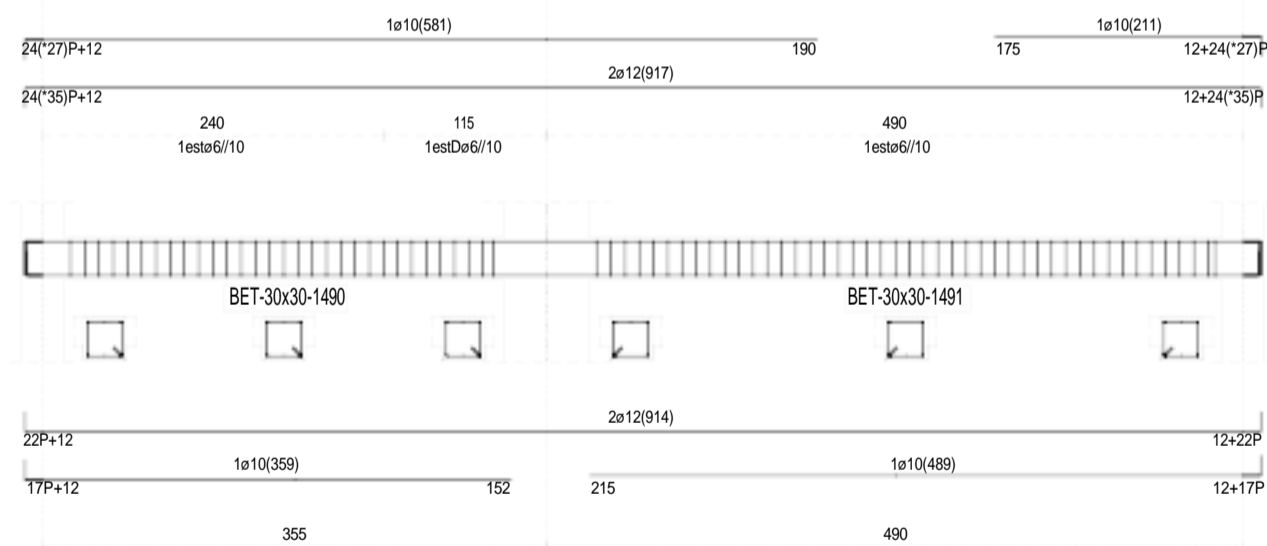
MATERIAIS	COEF. SEG.
Betão C30/37 30 MPa	Normal 1.50
Aço B500B 500 MPa	Normal 1.15

COTA: 900



MATERIAIS	COEF. SEG.
Betão C30/37 30 MPa	Normal 1.50
Aço B500B 500 MPa	Normal 1.15

PÓRTICO: P21  
COTA: 900



MATERIAIS	COEF. SEG.
Betão C30/37 30 MPa	Normal 1.50
Aço B500B 500 MPa	Normal 1.15

Proj. Jonathan Yamaguchi  
Des. Jonathan Yamaguchi  
Copou Jonathan Yamaguchi  
Visto Jonathan Yamaguchi

Edifício Multifamiliar

Universidade da Beira Interior

Gabinete de Projectos Lda

Escala:

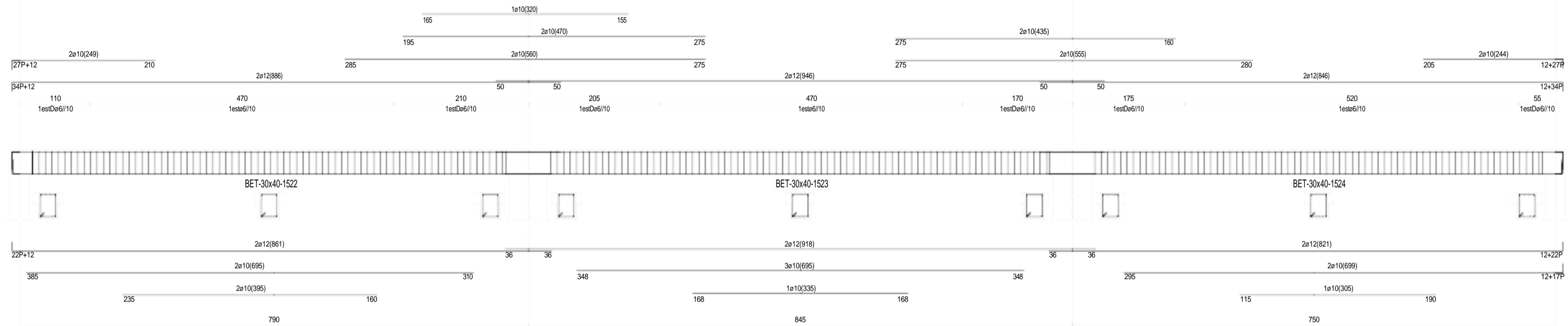
1:50

Toleran.

Porticos - Cota 900 2/2

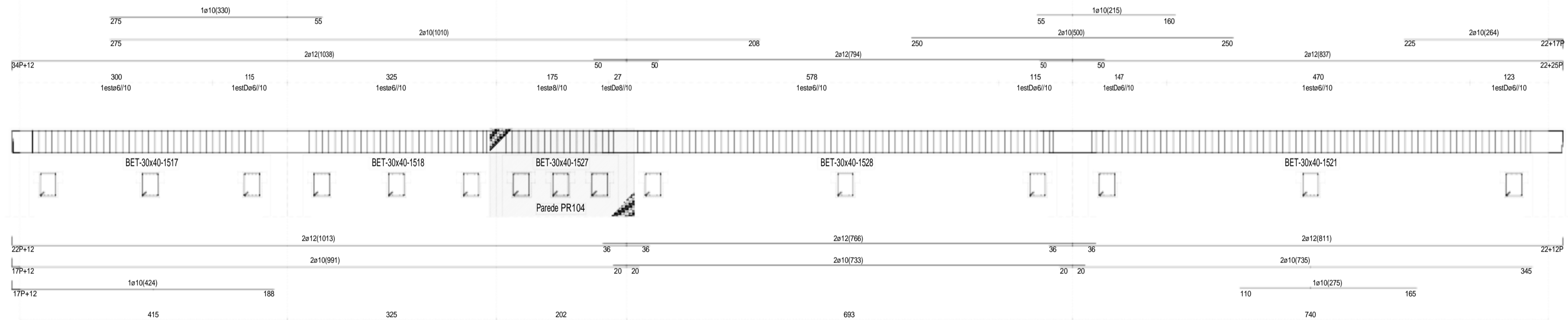
Desenho Nº 20

PÓRTICO: P7  
COTA: 1200



MATERIAIS	COEF. SEG.
Betão C30/37 30 MPa	Normal 1.50
Aço B500B 500 MPa	Normal 1.15

PÓRTICO: P2  
COTA: 1200



MATERIAIS	COEF. SEG.
Betão C30/37 30 MPa	Normal 1.50
Aço B500B 500 MPa	Normal 1.15

Proj. Jonathan Yamaguchi  
Des. Jonathan Yamaguchi  
Copou Jonathan Yamaguchi  
Visto Jonathan Yamaguchi

Edifício Habitacional

Universidade da Beira Interior  
Gabinete de Projectos Lda

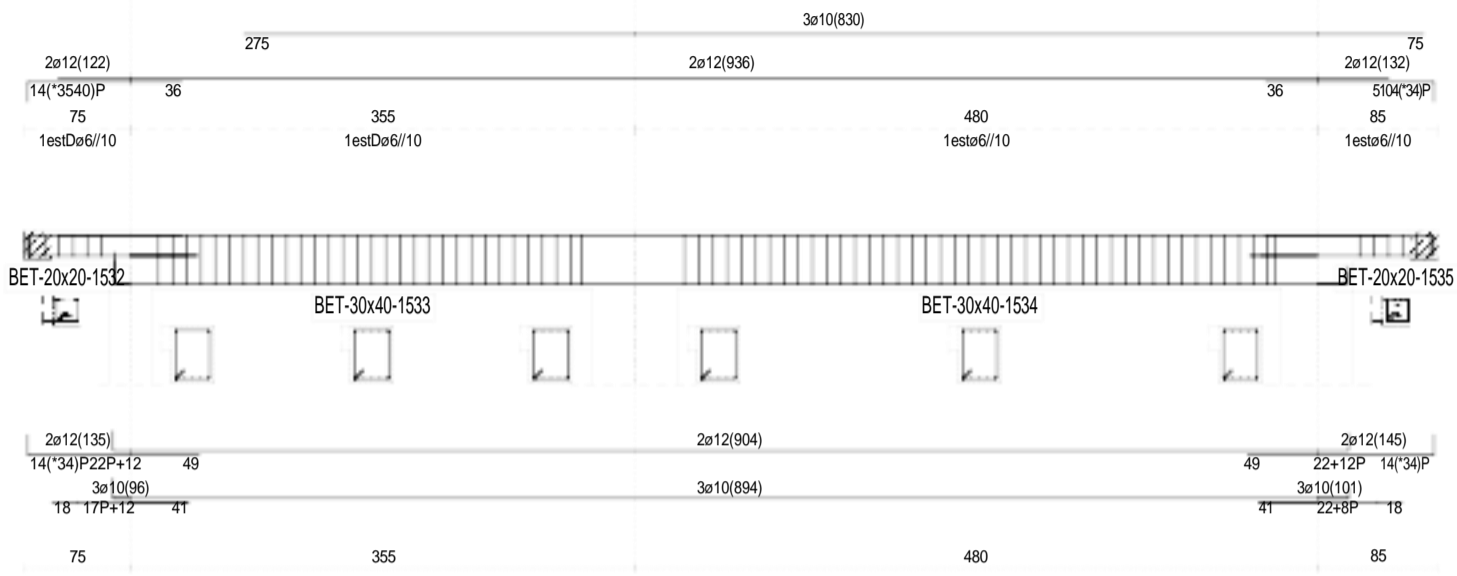
Escola:  
150

Toleran.

Porticos - Cota 1200 1/2

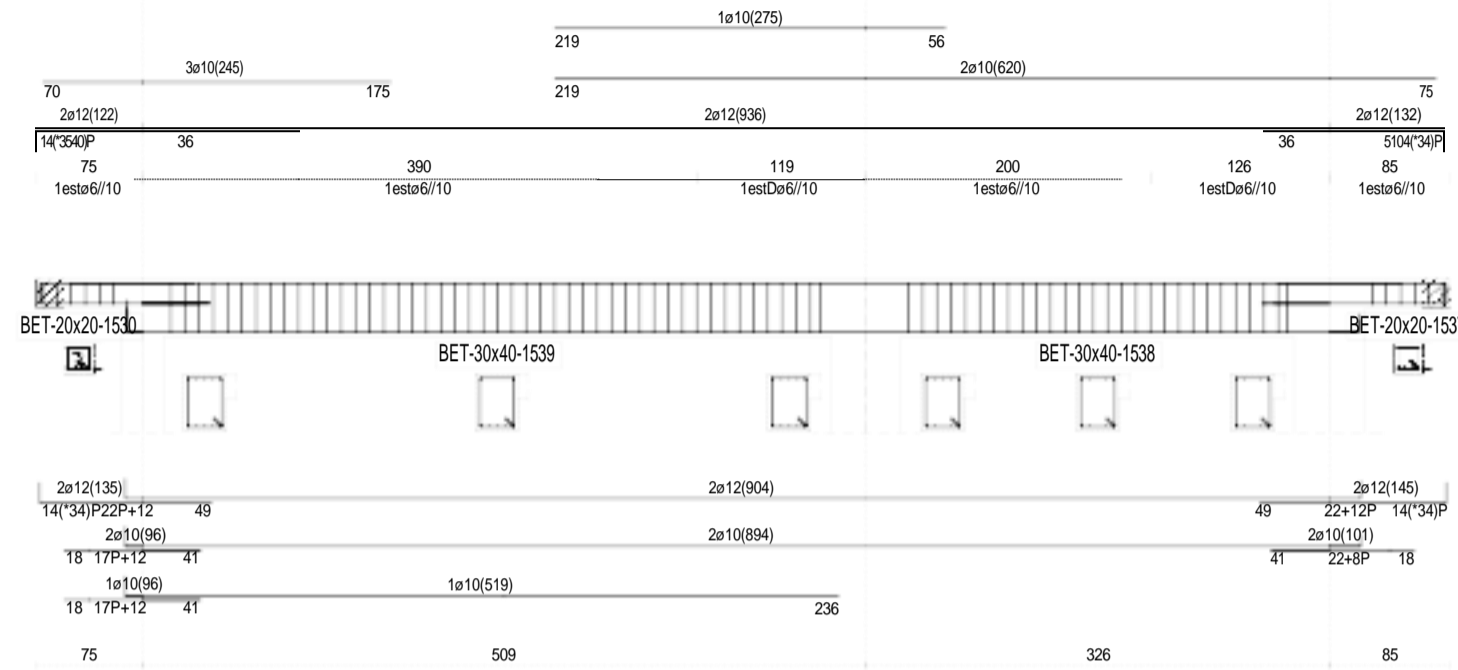
Desenho Nº 21

PÓRTICO: P11  
COTA: 1200



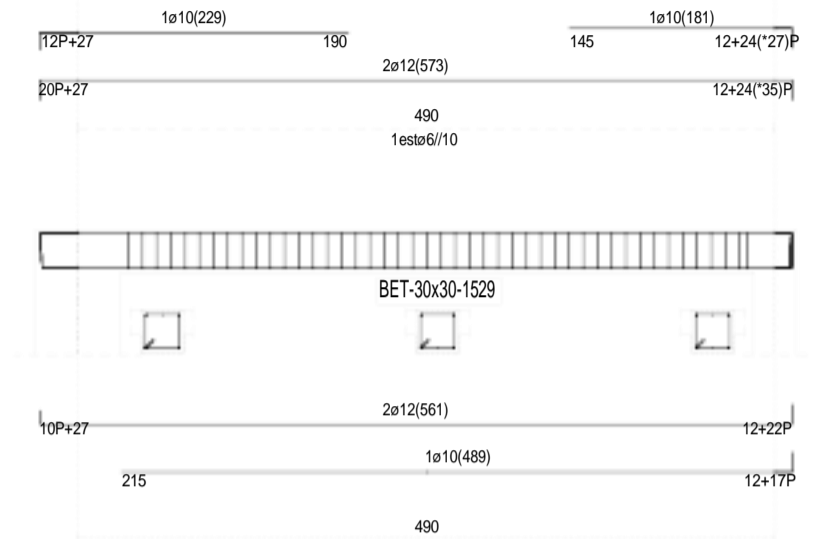
MATERIAIS	COEF. SEG.
Betão C30/37 30 MPa	Normal 1.50
Aço B500B 500 MPa	Normal 1.15

PÓRTICO: P22  
COTA: 1200



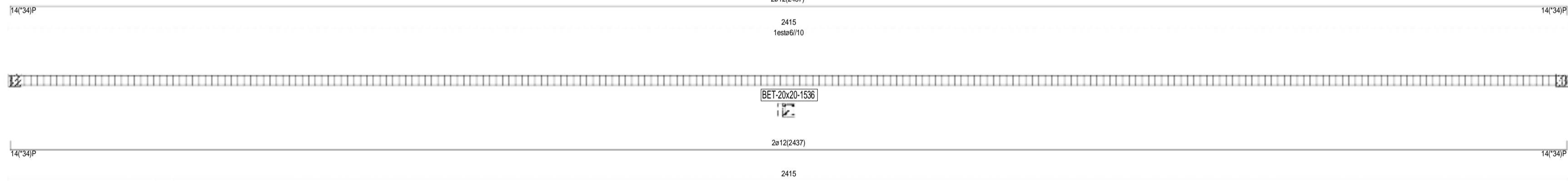
MATERIAIS	COEF. SEG.
Betão C30/37 30 MPa	Normal 1.50
Aço B500B 500 MPa	Normal 1.15

PÓRTICO: P21  
COTA: 1200



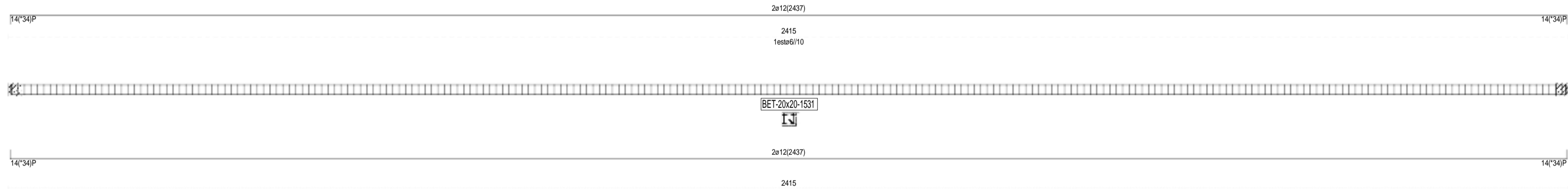
MATERIAIS	COEF. SEG.
Betão C30/37 30 MPa	Normal 1.50
Aço B500B 500 MPa	Normal 1.15

PÓRTICO: P8  
COTA: 1200



MATERIAIS	COEF. SEG.
Betão C30/37 30 MPa	Normal 1.50
Aço B500B 500 MPa	Normal 1.15

PÓRTICO: P1  
COTA: 1200



MATERIAIS	COEF. SEG.
Betão C30/37 30 MPa	Normal 1.50
Aço B500B 500 MPa	Normal 1.15

Proj. Jonathan Yamaguchi  
Des. Jonathan Yamaguchi  
Copou Jonathan Yamaguchi  
Visto Jonathan Yamaguchi

Universidade da Beira Interior

Edifício Habitacional

Gabinete de Projectos L&A

Escala:

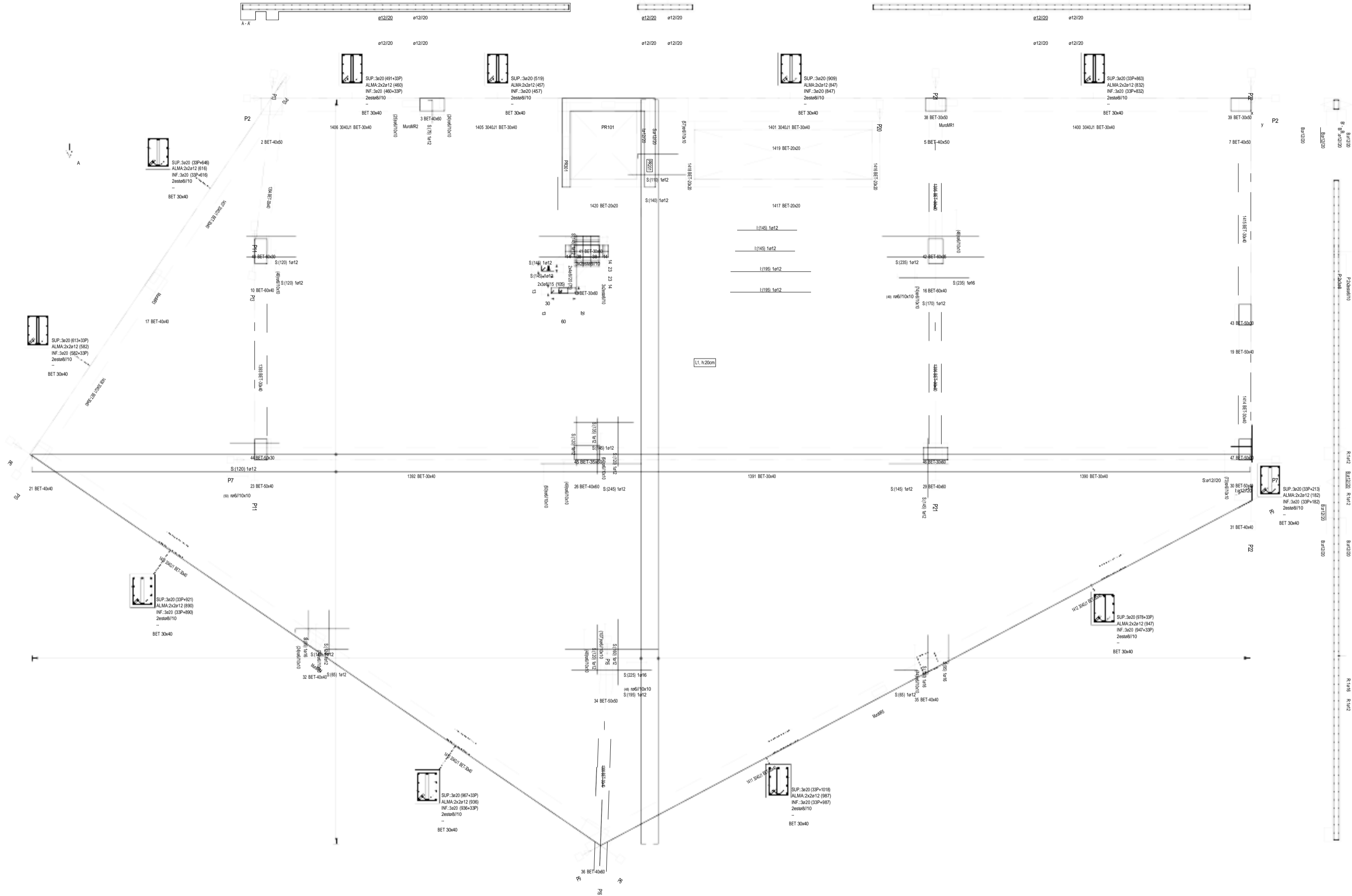
1:50

Toleran.

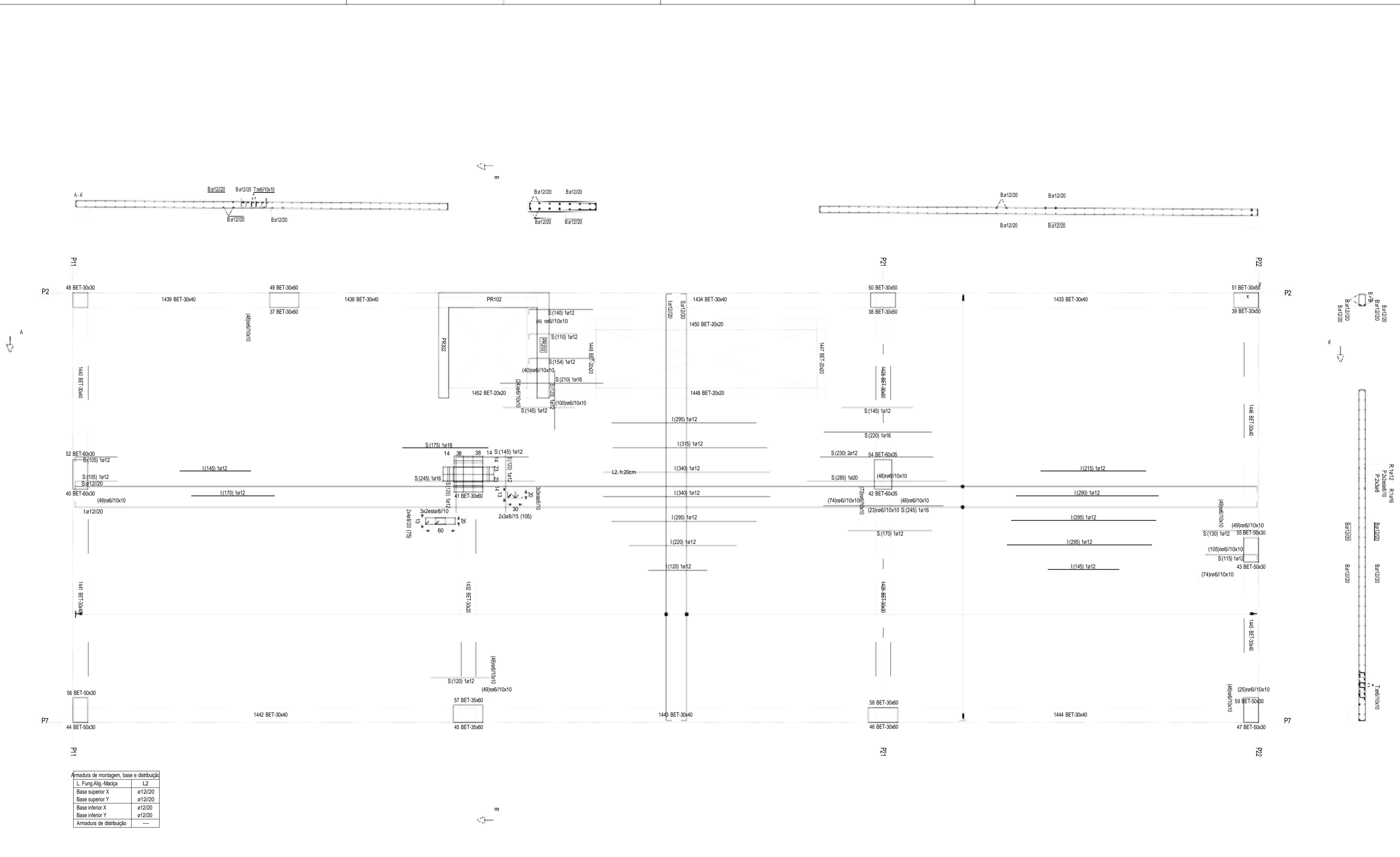
Porticos - Cota 1200 2/2

Desenho Nº 22

Armadura de montagem, base e distribuição	
L. Furgão-Misco	L1
Base superior X	ø12/20
Base superior Y	ø12/20
Base inferior X	ø12/20
Base inferior Y	ø12/20
Armadura de distribuição	---



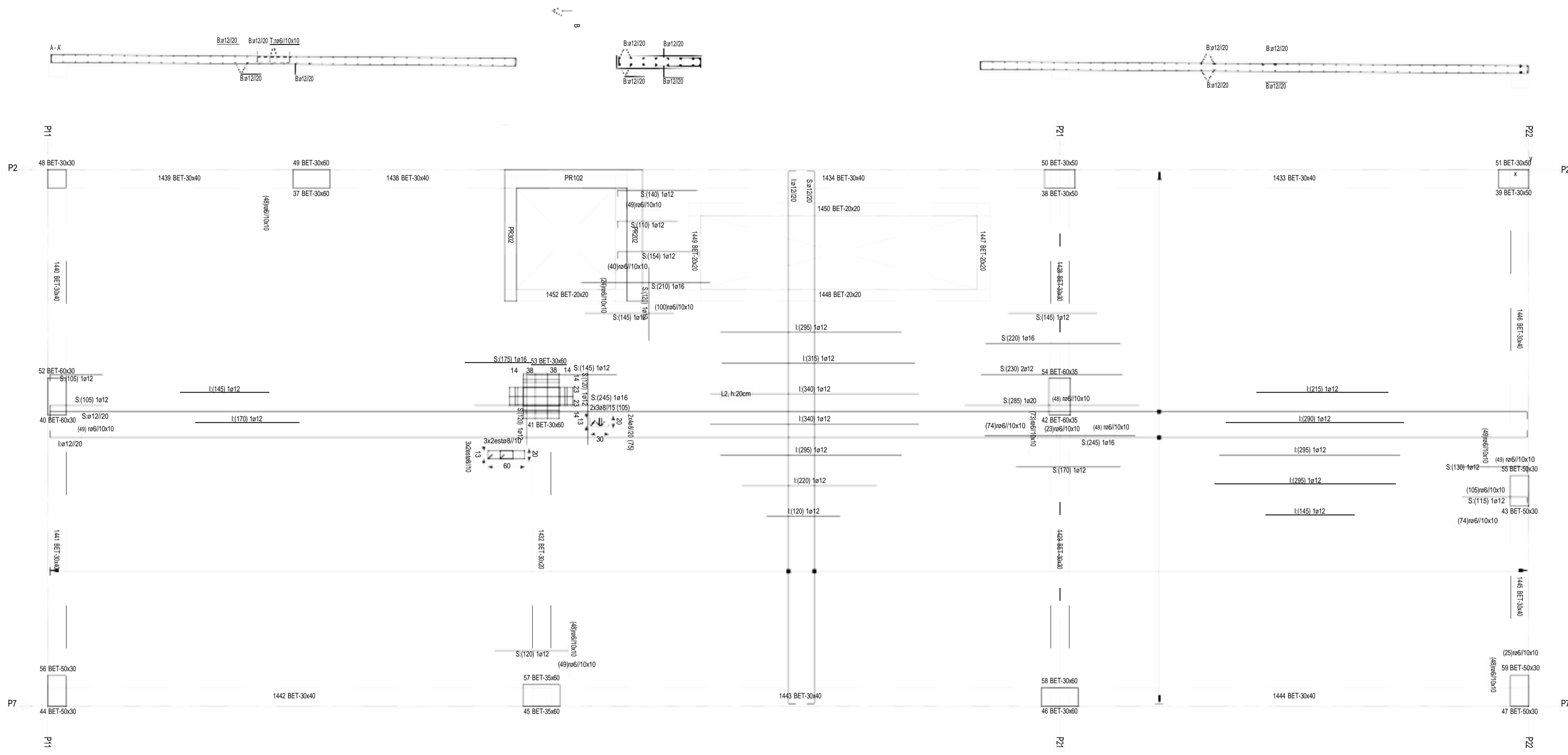




Armadura de montagem, base e distribuição

L. Fung Alig.-Maciça	L2
Base superior X	ø12/20
Base superior Y	ø12/20
Base inferior X	ø12/20
Base inferior Y	ø12/20
Armadura de distribuição	---

Proj.	Jonathan Yamaguchi	Edifício Habitacional	Universidade da Beira Interior
Des.	Jonathan Yamaguchi		
Copio.	Jonathan Yamaguchi		
Viso.	Jonathan Yamaguchi		
<b>Escala:</b>	1/50	Laje - Cota 300 Armadura Inferior	<b>Desenho Nº 25</b>
<b>Toleran.</b>			



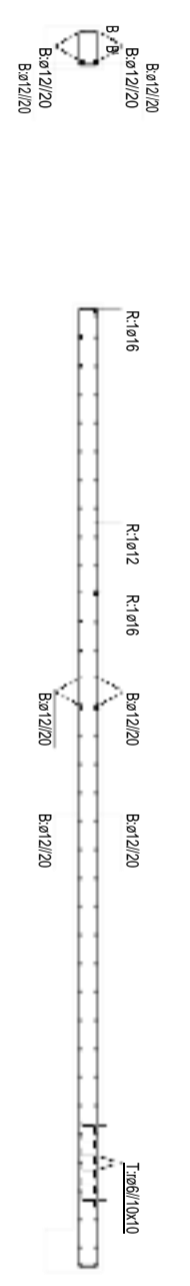
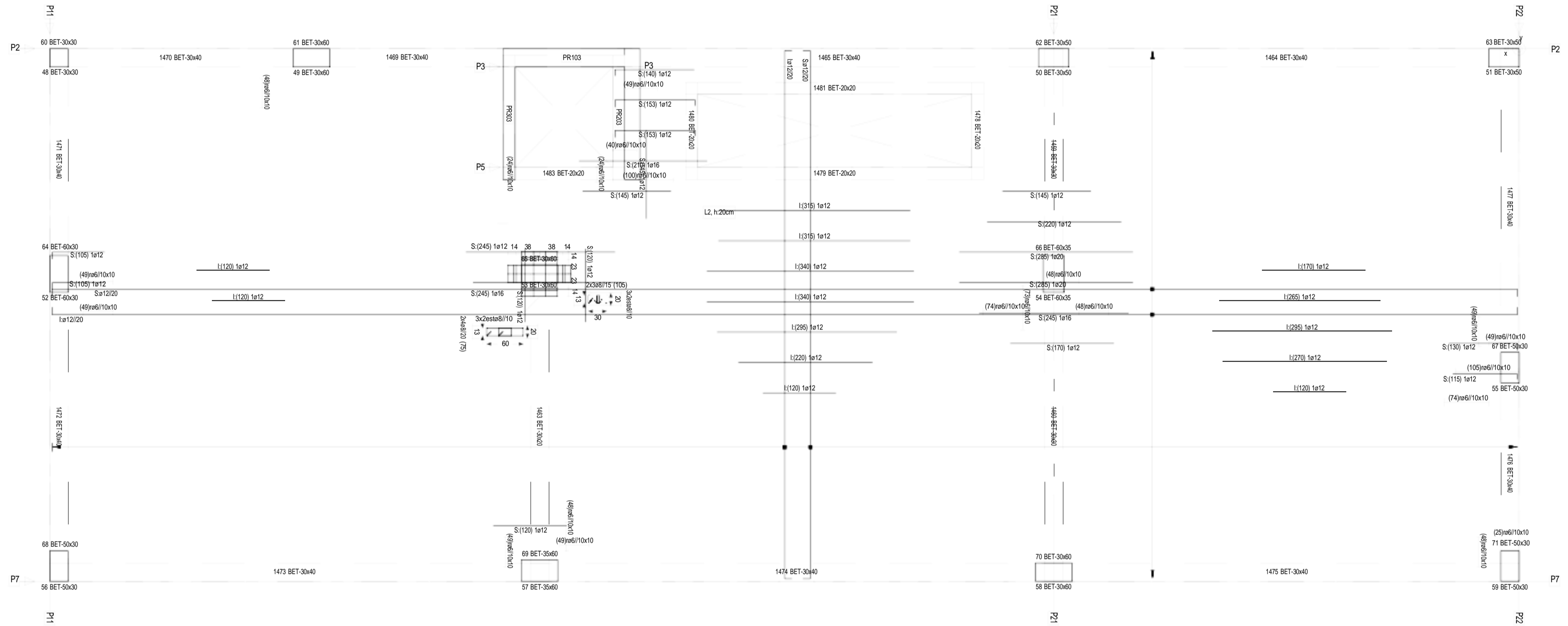
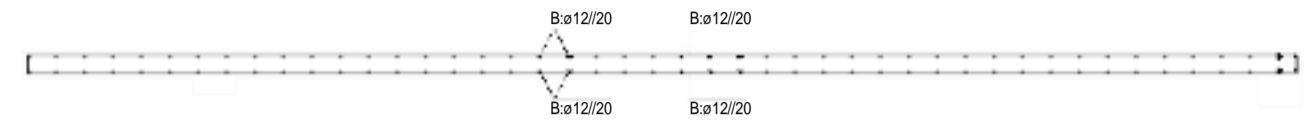
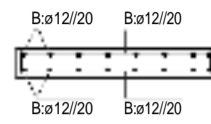
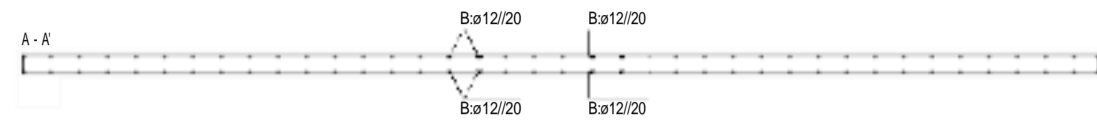
Armadura de montagem, base e distribuição

L. Fung Alig. - Maciça	L2
Base superior X	ø12/20
Base superior Y	ø12/20
Base inferior X	ø12/20
Base inferior Y	ø12/20
Armadura de distribuição	---

Proj.	Jonathan Yamaguchi	Edifício Habitacional	Universidade da Beira Interior Gabinete de Projectos Lda
Des.	Jonathan Yamaguchi		
Cópia	Jonathan Yamaguchi		
Visto	Jonathan Yamaguchi		
<b>Escala:</b>	Laje - Cota 300 Armadura Superior		
Toleran.			

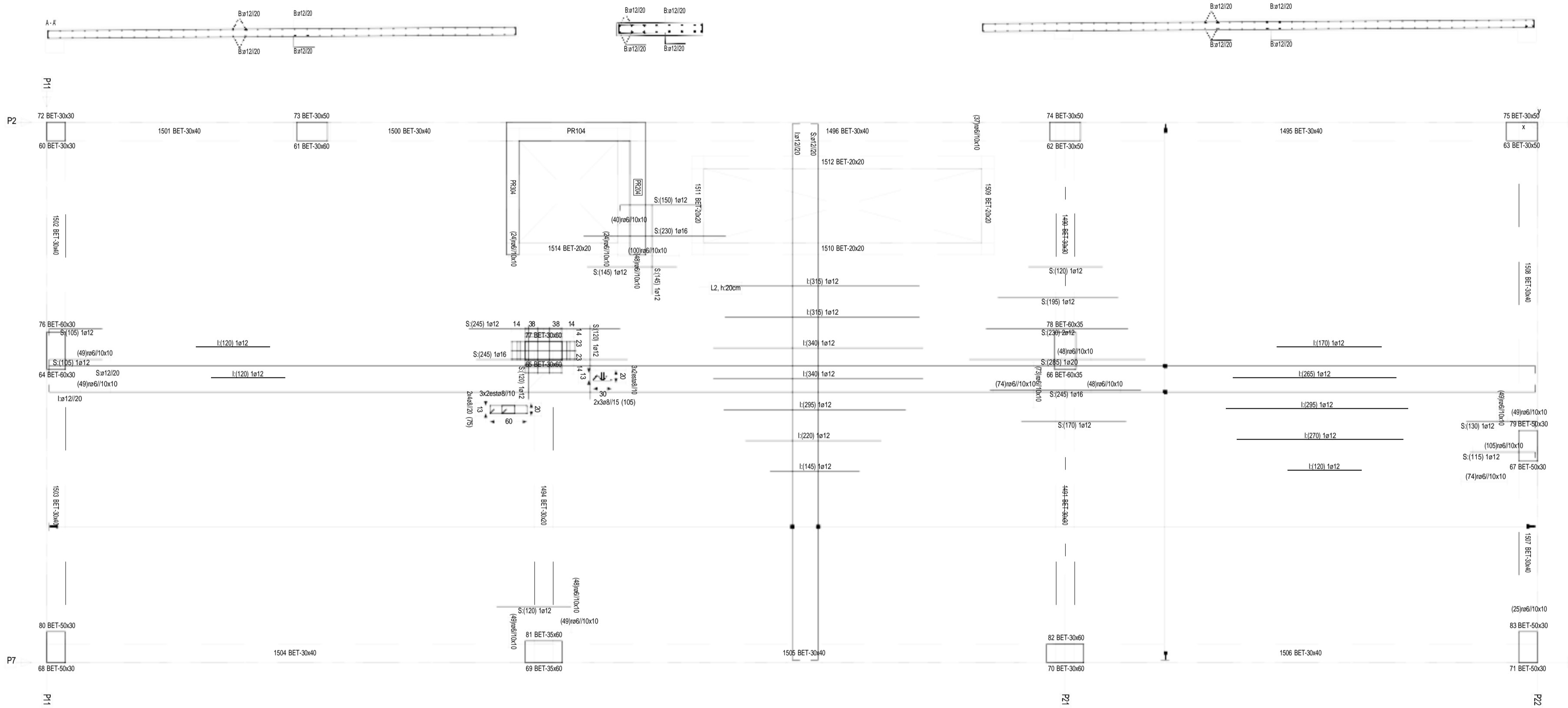
Desenho Nº 26





Armadura de montagem, base e distribuição	
L. Fung. Alig. - Maciça	L2
Base superior X	ø12/20
Base superior Y	ø12/20
Base inferior X	ø12/20
Base inferior Y	ø12/20
Armadura de distribuição	---

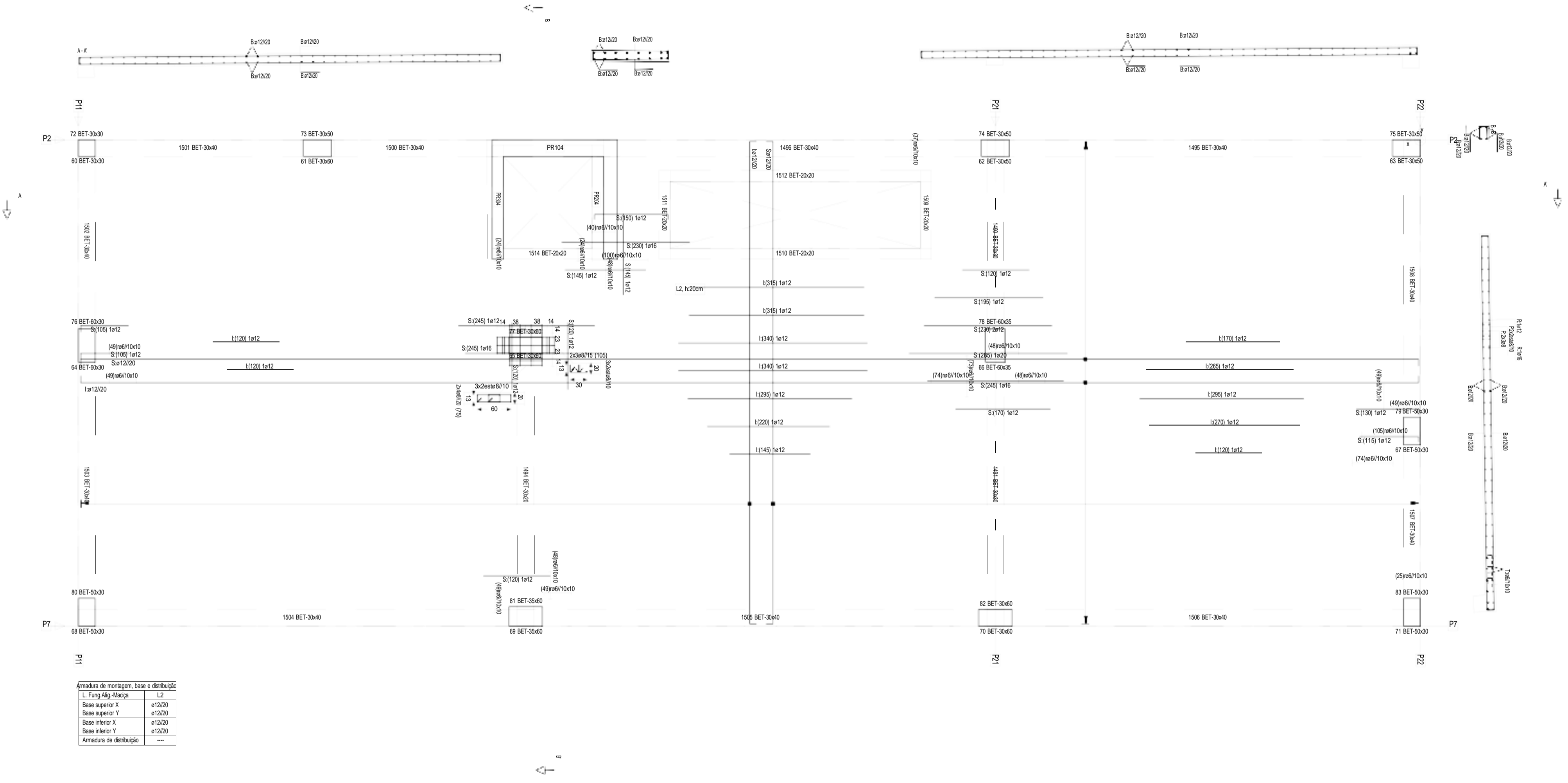
Proj.	Jonathan Yamaguchi	Edifício Habitacional	Universidade da Beira Interior Gabinete de Projectos Lab
Des.	Jonathan Yamaguchi		
Copio.	Jonathan Yamaguchi		
Visto.	Jonathan Yamaguchi		
Escala:	1:50	Laje - Cota 600 Armadura Superior	Desenho Nº 28
Toleran.			



Armadura de montagem, base e distribuição

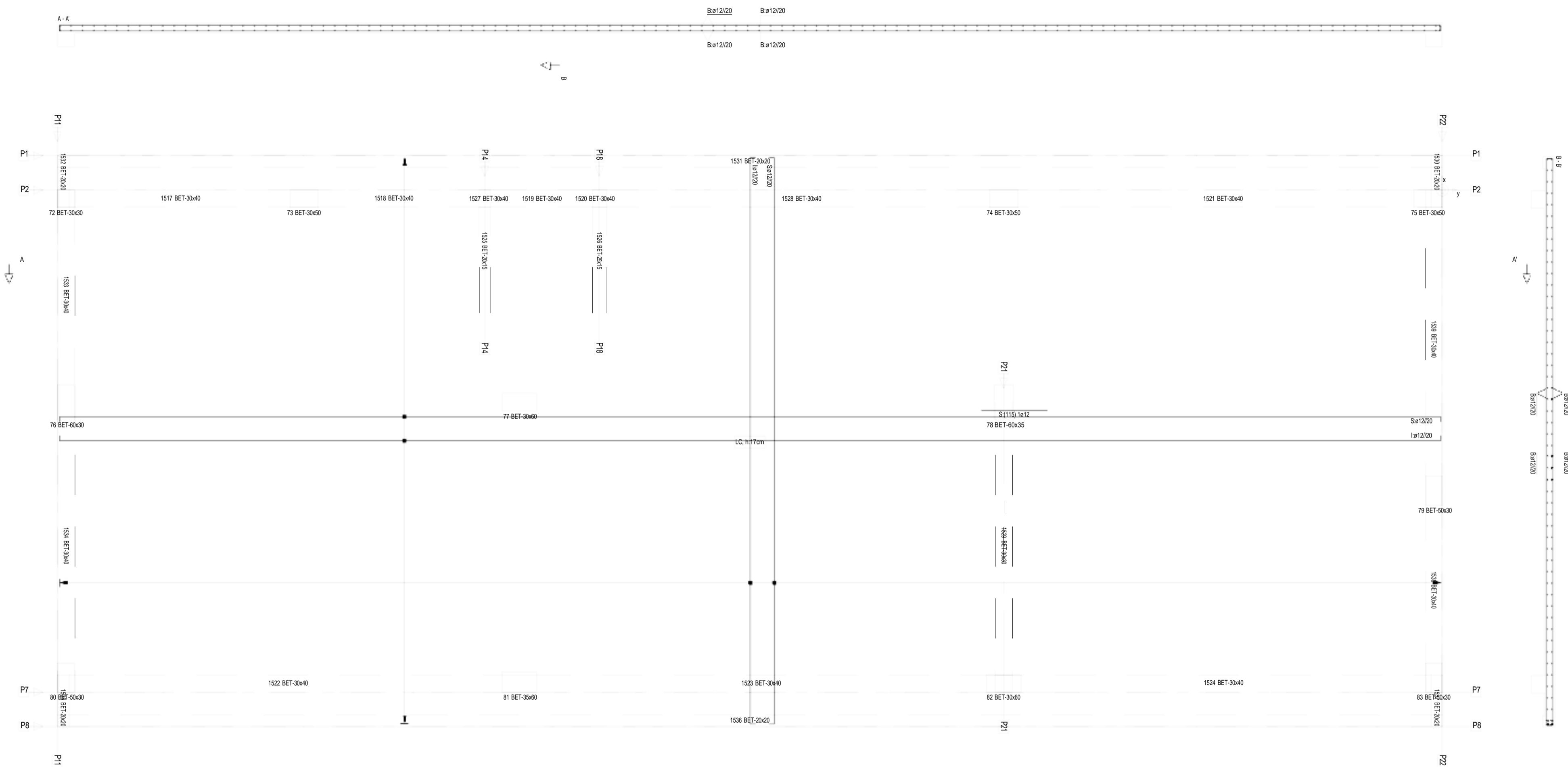
L Fung Alig. Maciça	L2
Base superior X	ø12/20
Base superior Y	ø12/20
Base inferior X	ø12/20
Base inferior Y	ø12/20
Armadura de distribuição	----

Proj.	Jonathan Yamaguchi	Edifício Habitacional	Universidade da Beira Interior
Des.	Jonathan Yamaguchi		
Copou.	Jonathan Yamaguchi		
Visto.	Jonathan Yamaguchi		
<b>Escala:</b>	1:50	Laje - Cota 900 Armadura Inferior	<b>Desenho Nº 29</b>
<b>Toleran.</b>			



Armadura de montagem, base e distribuição	
L. Fung Alig.-Maciça	L2
Base superior X	ø12/20
Base superior Y	ø12/20
Base inferior X	ø12/20
Base inferior Y	ø12/20
Armadura de distribuição	----

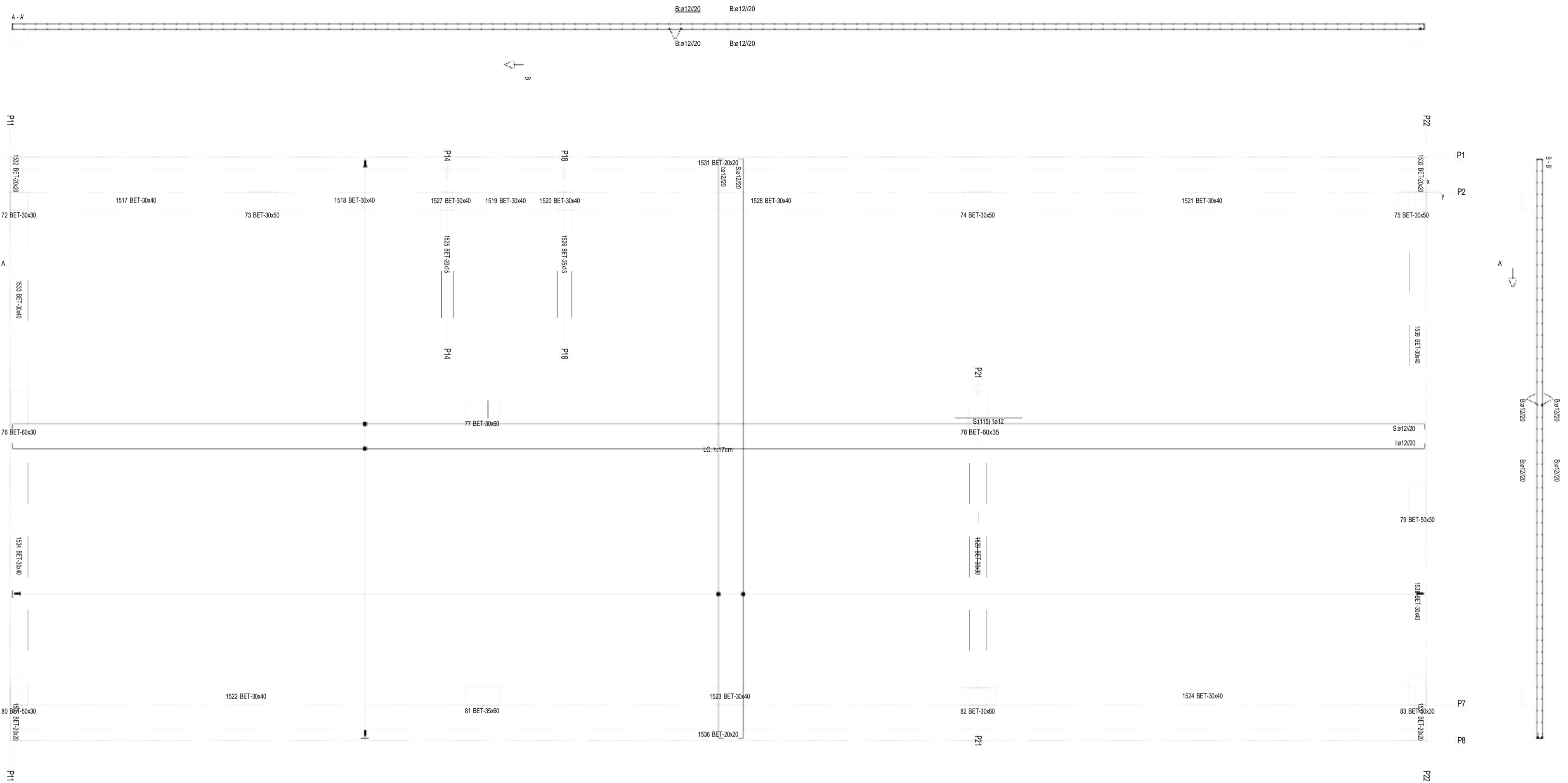
Proj.	Jonathan Yamaguchi	Edifício Habitacional	Universidade da Beira Interior Gabinete de Projectos L&A
Des.	Jonathan Yamaguchi		
Copio.	Jonathan Yamaguchi		
Viso.	Jonathan Yamaguchi		
<b>Escala:</b>	1:50	<b>Laje - Cota 900 Armadura Superior</b>	<b>Desenho Nº 30</b>
<b>Toleran.</b>			



Armadura de montagem, base e distribuição

L. Fung-Alig-Maciza	LC
Base superior X	ø12/20
Base superior Y	ø12/20
Base inferior X	ø12/20
Base inferior Y	ø12/20
Armadura de distribuição	---

Proj.	Jonathan Yamaguchi	Edifício Habitacional	Universidade da Beira Interior Gabinete de Projectos L&A
Des.	Jonathan Yamaguchi		
Cópia	Jonathan Yamaguchi		
Visto	Jonathan Yamaguchi		
<b>Escala:</b>	150	<b>Desenho Nº 31</b>	
<b>Toleran.</b>	Laje - Cota 1200 Armadura Inferior		

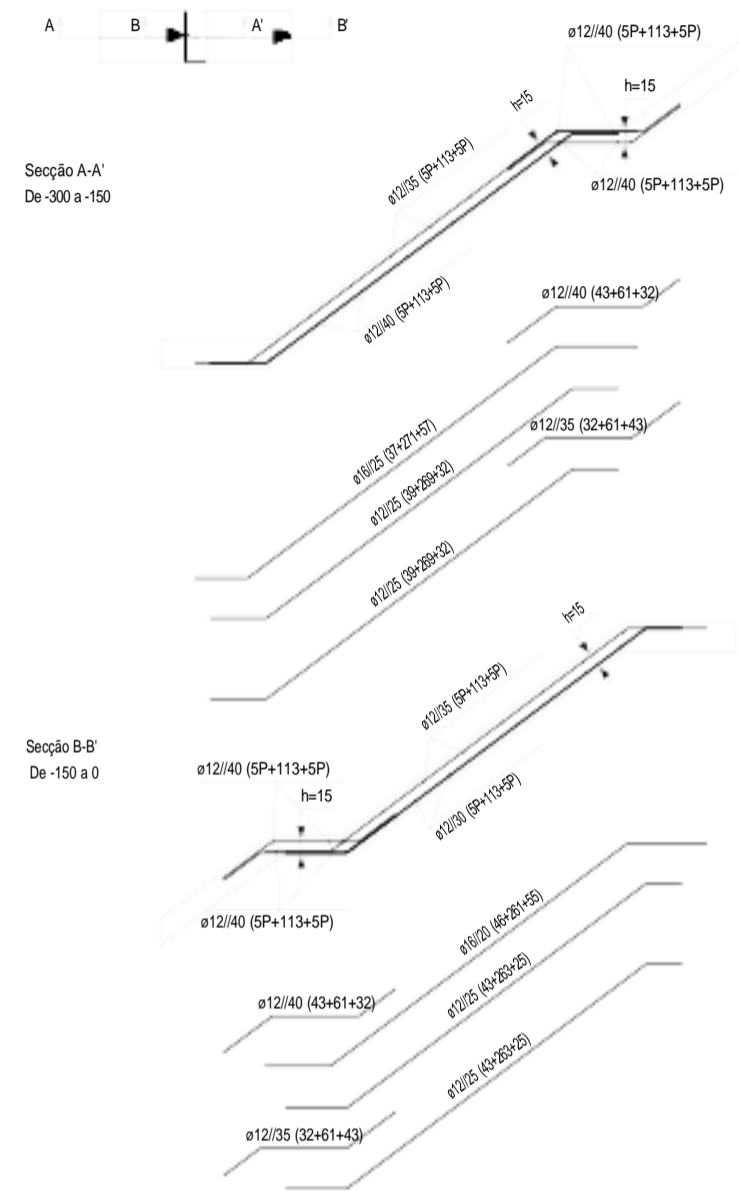


Armadura de montagem, base e distribuição

L. Fung Alig. -Madrã	LC
Base superior X	ø12/20
Base superior Y	ø12/20
Base inferior X	ø12/20
Base inferior Y	ø12/20
Armadura de distribuição	---

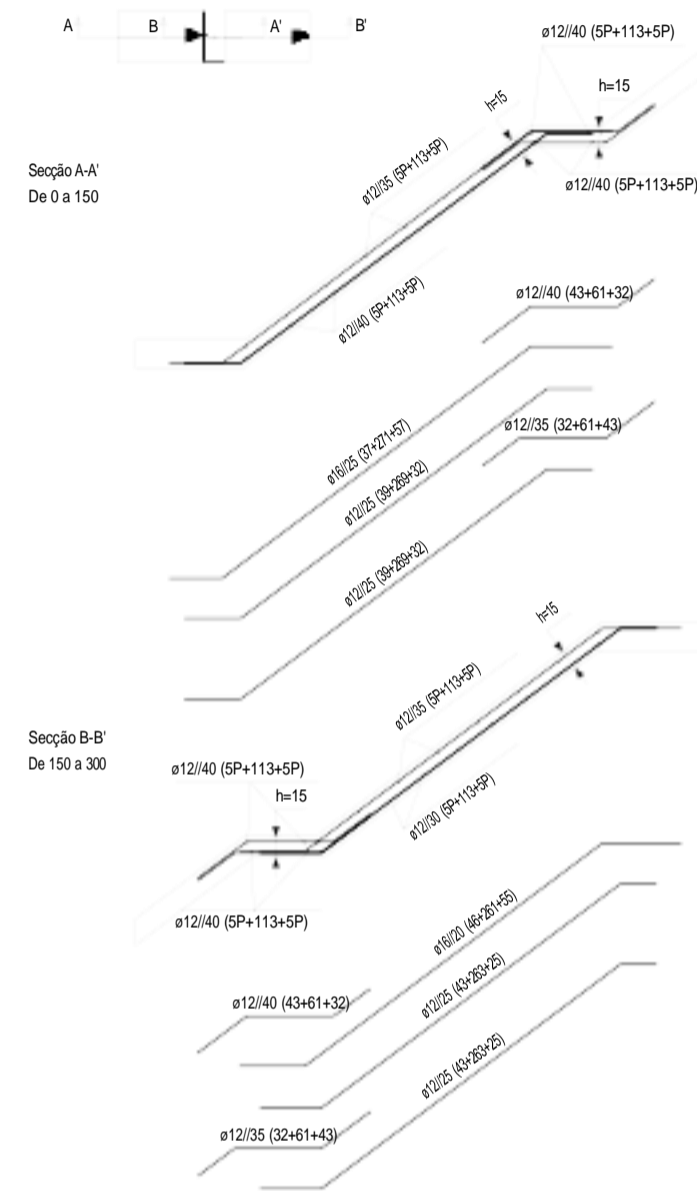
Proj.	Jonathan Yamaguchi	Edifício Habitacional	Universidade da Beira Interior Gabinete de Projecto Lda
Des.	Jonathan Yamaguchi		
Capou	Jonathan Yamaguchi		
Visto	Jonathan Yamaguchi		
<b>Escala:</b>	1:50	<b>Desenho Nº 32</b>	
<b>Toleran.</b>	Laje - Cota 12000 Armadura Superior		

Escada/rampa e-2 01



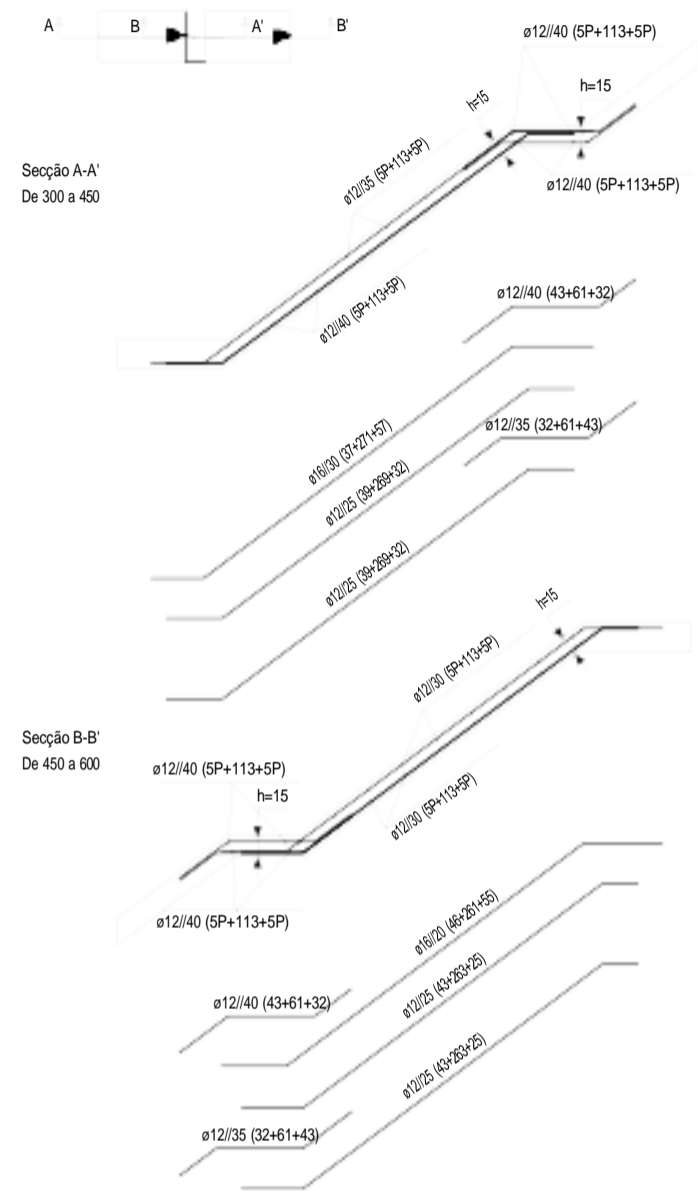
MATERIAIS	COEF. SEG.
Betão C30/37 30 MPa	Normal 1.50
Aço B500B 500 MPa	Normal 1.15

Escada/rampa e1 01



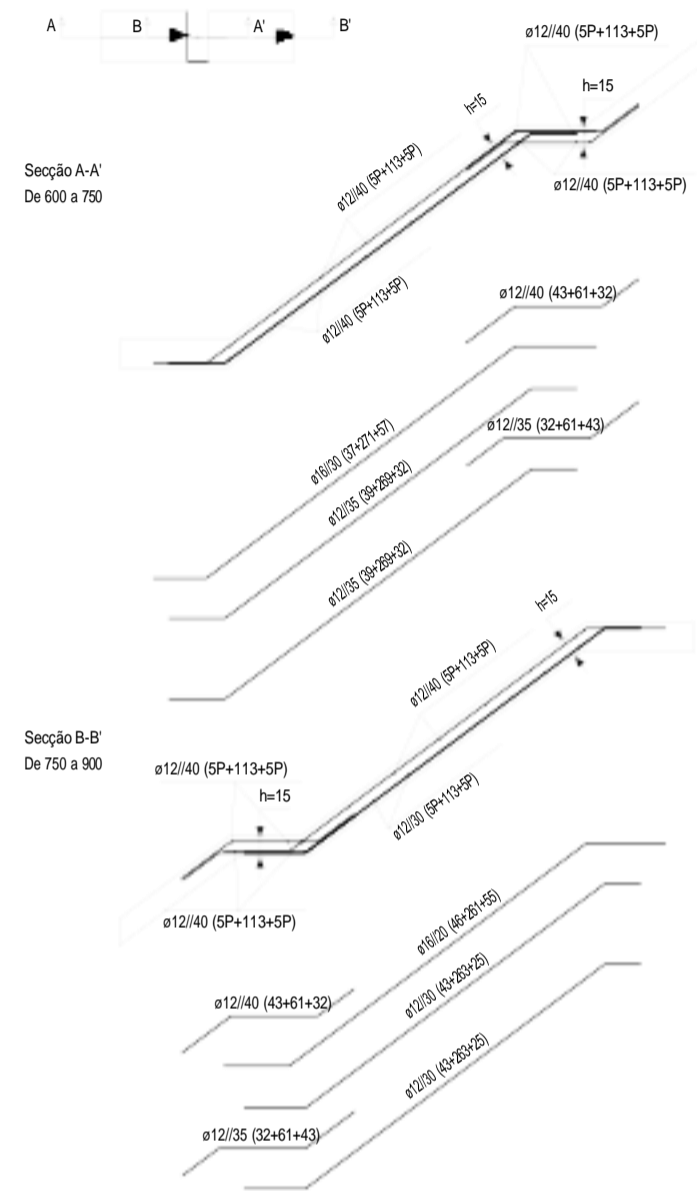
MATERIAIS	COEF. SEG.
Betão C30/37 30 MPa	Normal 1.50
Aço B500B 500 MPa	Normal 1.15

Escada/rampa e2 01



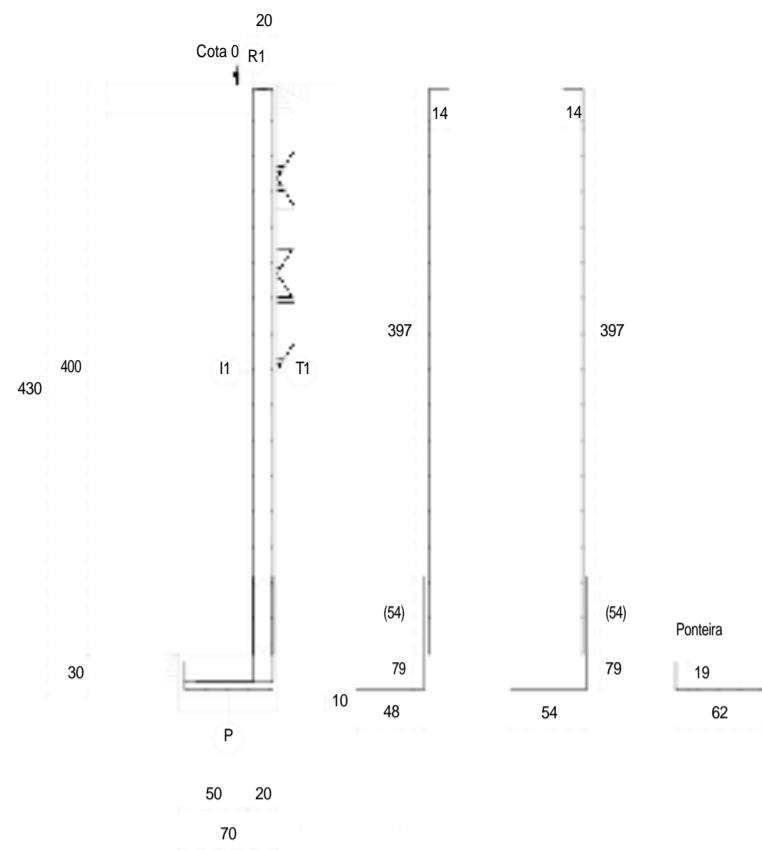
MATERIAIS	COEF. SEG.
Betão C30/37 30 MPa	Normal 1.50
Aço B500B 500 MPa	Normal 1.15

Escada/rampa e0 01



MATERIAIS	COEF. SEG.
Betão C30/37 30 MPa	Normal 1.50
Aço B500B 500 MPa	Normal 1.15

MURO: MR1

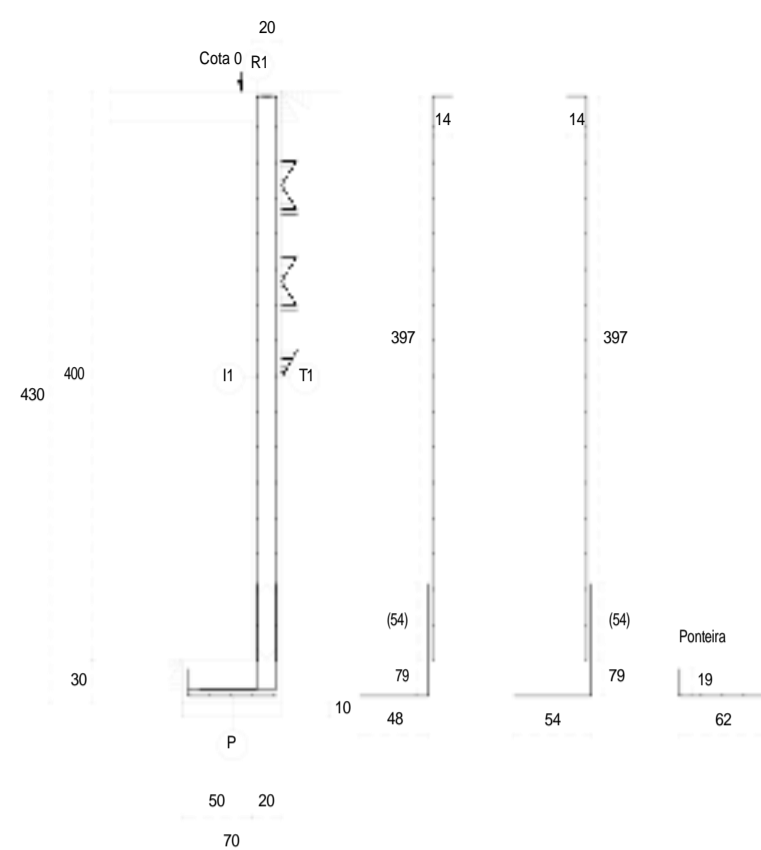


LONG.(HORZ.)	TRANS.(VERT.)
I1	ø10/5
T1	ø10/5
P	ø16/5
R1	3ø12

Comprimento do muro MR6: 1470 cm

MATERIAIS	COEF. SEG.
Betão C30/37 30 MPa	Normal 1.50
Aço B500B 500 MPa	Normal 1.15

MURO: MR2

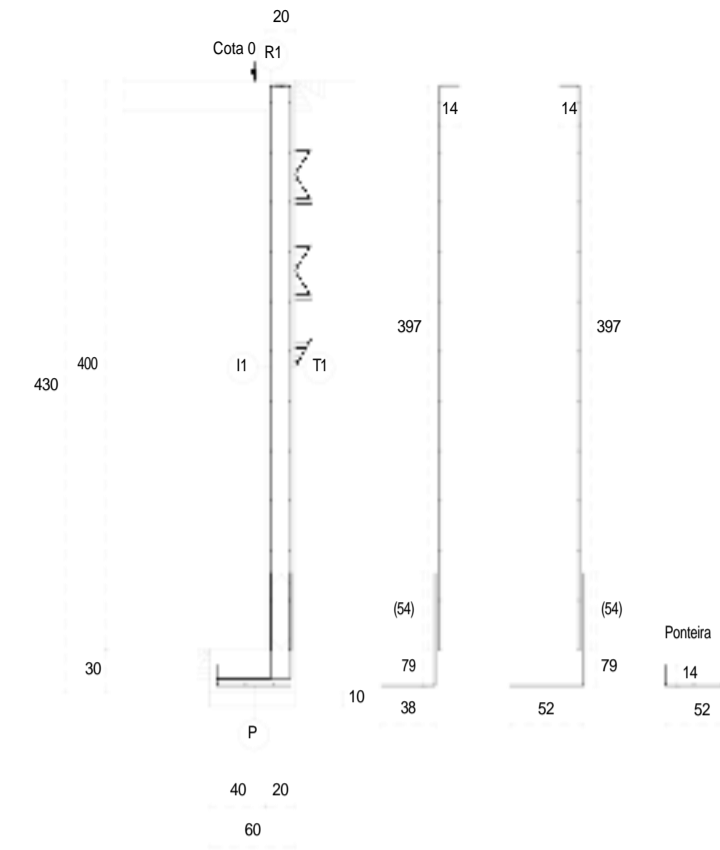


LONG.(HORZ.)	TRANS.(VERT.)
I1	ø10/5
T1	ø10/5
P	ø16/5
R1	3ø12

Comprimento do muro MR5: 730 cm

MATERIAIS	COEF. SEG.
Betão C30/37 30 MPa	Normal 1.50
Aço B500B 500 MPa	Normal 1.15

MURO: MR3

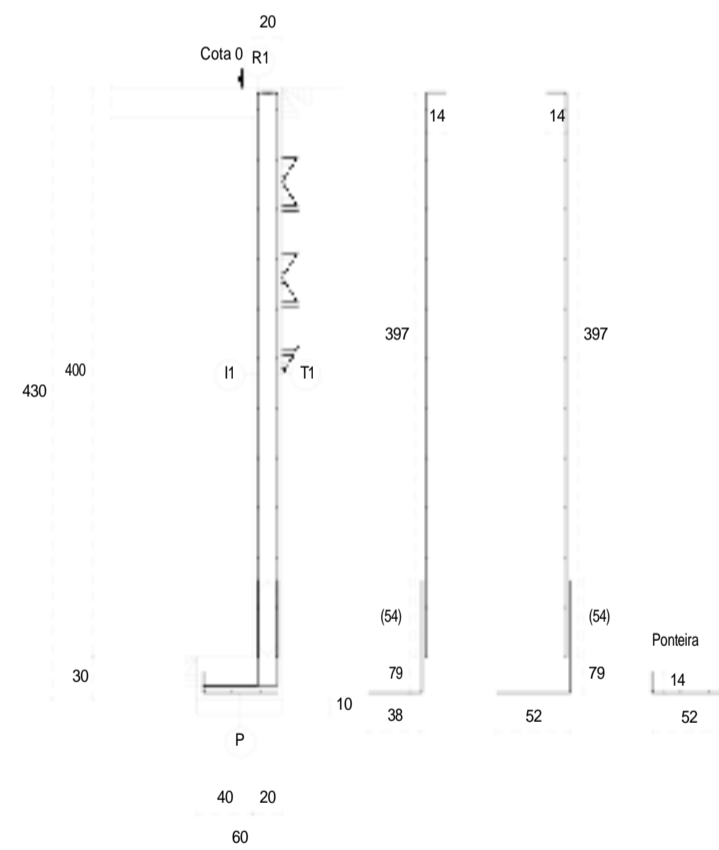


LONG.(HORZ.)	TRANS.(VERT.)
I1	ø10/5
T1	ø10/5
P	ø10/20
R1	3ø12

Comprimento do muro MR4: 1055 cm

MATERIAIS	COEF. SEG.
Betão C30/37 30 MPa	Normal 1.50
Aço B500B 500 MPa	Normal 1.15

MURO: MR4

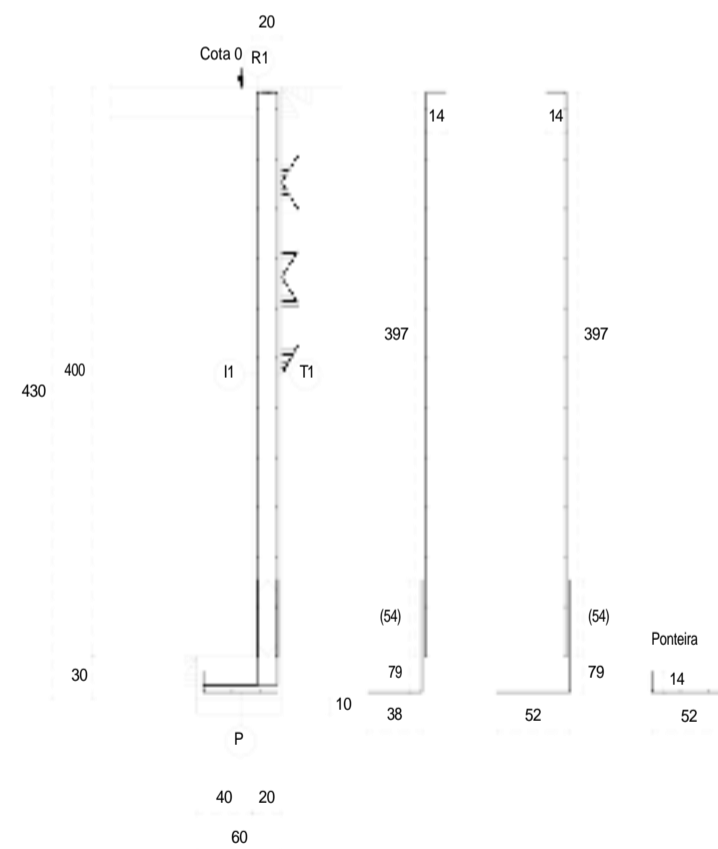


LONG.(HORZ.)	TRANS.(VERT.)
I1	ø10/5
T1	ø10/5
P	ø10/20
R1	3ø12

Comprimento do muro MR3: 1678 cm

MATERIAIS	COEF. SEG.
Betão C30/37 30 MPa	Normal 1.50
Aço B500B 500 MPa	Normal 1.15

MURO: MR5



LONG.(HORZ.)	TRANS.(VERT.)
I1	ø10/5
T1	ø10/5
P	ø10/20
R1	3ø12

Comprimento do muro MR1: 1835 cm

MATERIAIS	COEF. SEG.
Betão C30/37 30 MPa	Normal 1.50
Aço B500B 500 MPa	Normal 1.15

Proj. Jonathan Yamaguchi  
Des. Jonathan Yamaguchi  
Cópia Jonathan Yamaguchi  
Visto Jonathan Yamaguchi

Edifício Habitacional

Universidade da Beira Interior

Gabinete de Projectos Lda

Escala:

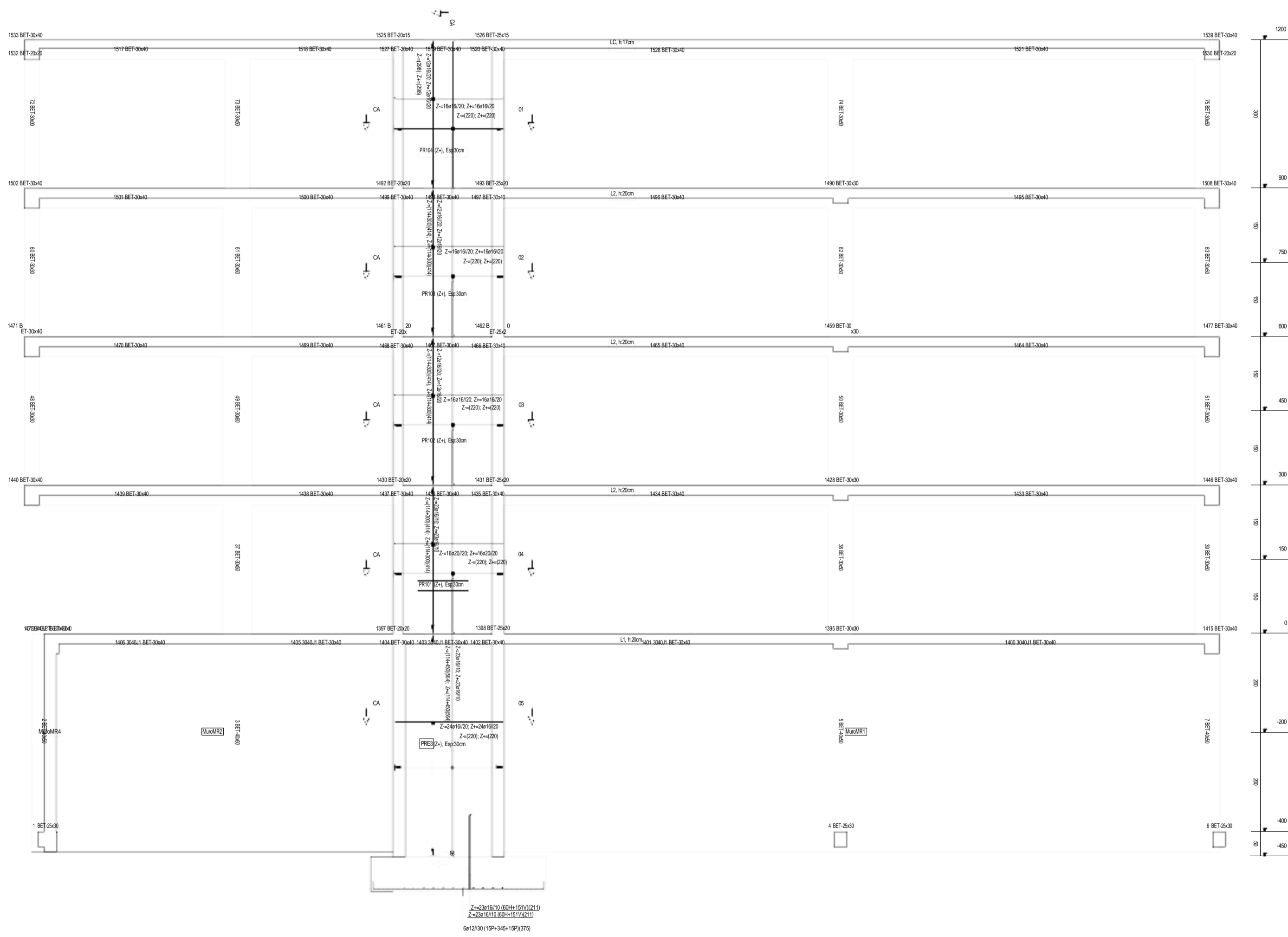
1:50

Toleran.

Muros de Cave

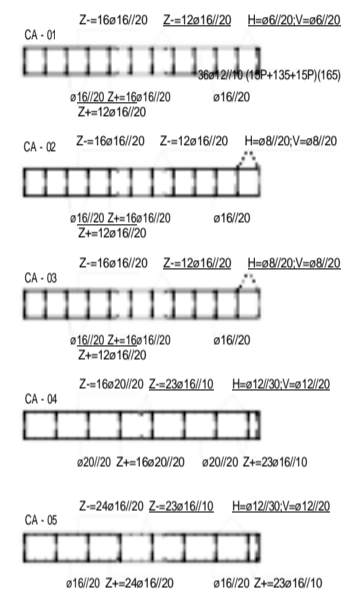
Desenho Nº 34

Propriedades das paredes					
Parede	PR101	PR102	PR103	PR104	PRE3
Material	Betão	Betão	Betão	Betão	Betão
Espessura	30 cm	30 cm	30 cm	30 cm	30 cm



Reforços no contorno de paredes					
a	PR101	PR102	PR103	PR104	PRE3
a+h/a	(0/300 cm)	(300/600 cm)	(600/900 cm)	(900/1200 cm)	(450/0 cm)
Horizontal	e20/20 107+25+107	e16/20 86+25+86	e16/20 86+25+86	e16/20 86+25+86	e16/20 86+25+86
Vertical	---	---	---	---	---

Armadura transversal					
	PR101	PR102	PR103	PR104	PRE3
	(0/300 cm)	(300/600 cm)	(600/900 cm)	(900/1200 cm)	(450/0 cm)
Horizontal	e12/30	e8/20	e8/20	e6/20	e12/30
Vertical	e7/2/20	e8/20	e8/20	e6/20	e12/20

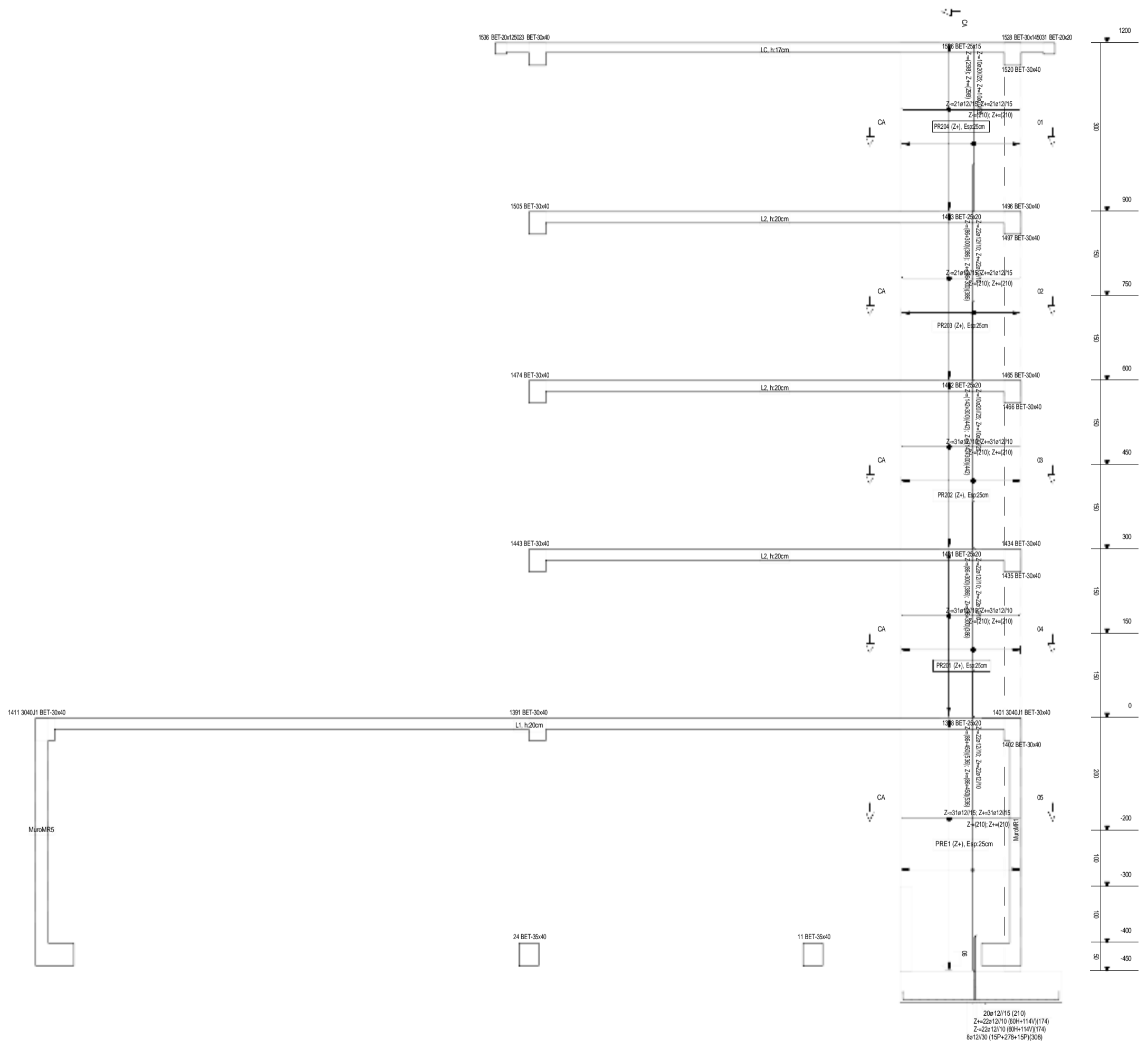
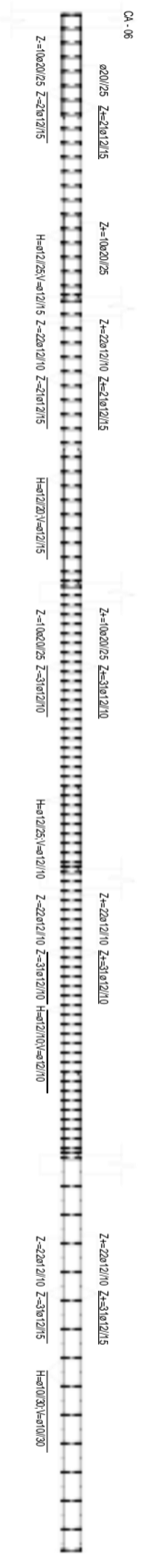


Proj.	Jonathan Yamaguchi	Edifício Habitacional	Universidade da Beira Interior
Des.	Jonathan Yamaguchi		
Cópia	Jonathan Yamaguchi		
Visto	Jonathan Yamaguchi		
<b>Escala:</b>	1:50		
<b>Toleran.</b>			

**Desenho Nº 35**

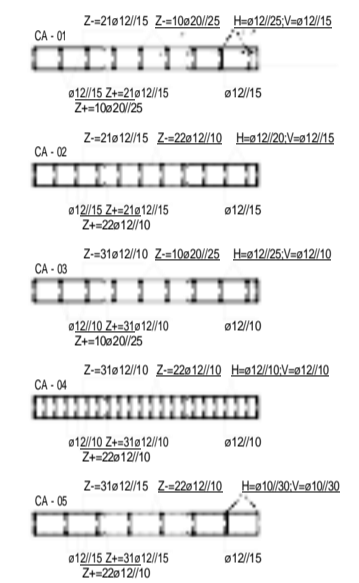
**Parede Resistente 1**

Propriedades das paredes					
Parede	PR201	PR202	PR203	PR204	PRE1
Material	Betão	Betão	Betão	Betão	Betão
Espessura	25 cm	25 cm	25 cm	25 cm	25 cm



Reforços no contorno de paredes					
a	PR201	PR202	PR203	PR204	PRE1
Ø	Ø300 cm	Ø300 cm	Ø300 cm	Ø300 cm	Ø300 cm
Horizontal	Ø12/10 64x20x64	Ø12/10 64x20x64	Ø12/15 64x20x64	Ø12/15 64x20x64	Ø12/15 64x20x64
Vertical	---	---	---	Ø20/25 107x20x107	---

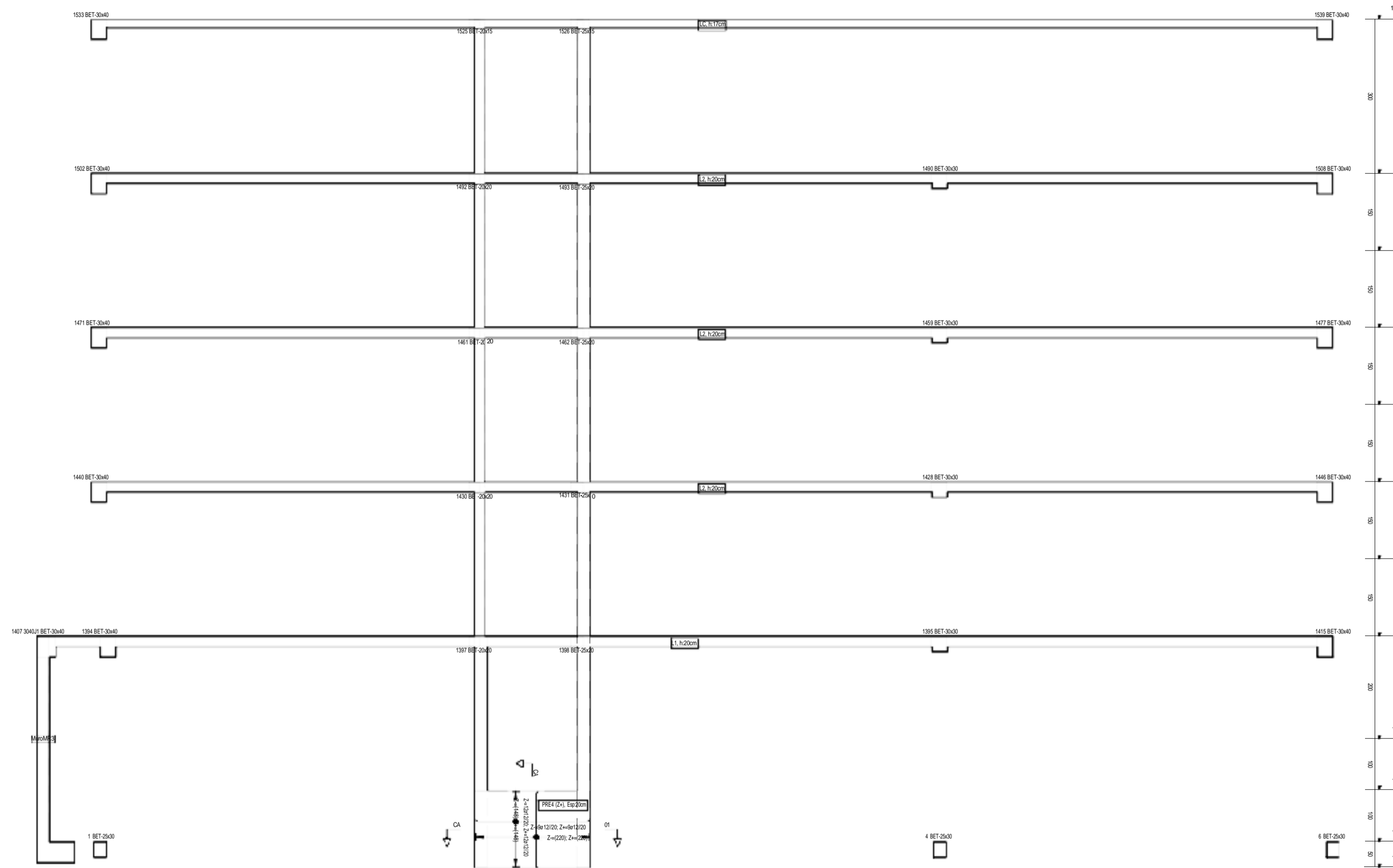
Armadura transversal					
	PR201	PR202	PR203	PR204	PRE1
Horizontal	Ø12/10	Ø12/25	Ø12/20	Ø12/25	Ø10/30
Vertical	Ø12/10	Ø12/10	Ø12/15	Ø12/15	Ø10/30



Proj.	Jonathan Yamaguchi	Edifício Habitacional	Universidade da Beira Interior
Des.	Jonathan Yamaguchi		
Copio.	Jonathan Yamaguchi		
Viso.	Jonathan Yamaguchi		
Escala:	1:50		
Toleran.	Parede Resistente 2		

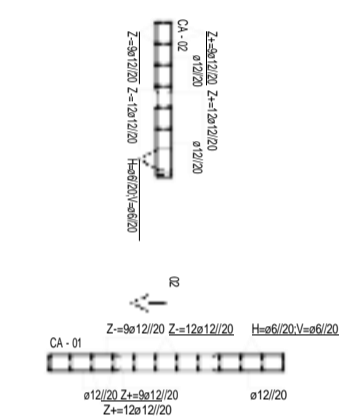


Propriedades das paredes	
Parede	PRE4
Material	Betão
Espessura	20 cm



Reforço no contorno de paredes	
a	PRE4 (450-300 cm)
a+h+a	
Horizontal	ø12/20 ø4+15+ø4
Vertical	ø12/20 ø4+15+ø4

Armadura transversal	
	PRE4 (450-300 cm)
Horizontal	ø6/20
Vertical	ø6/20



Proj.	Jonathan Yamaguchi	Edifício Habitacional	Universidade da Beira Interior
Des.	Jonathan Yamaguchi		
Copou	Jonathan Yamaguchi		
Viso	Jonathan Yamaguchi		
Escala:			
150			
Toleran.			
		Parede Resistente PR4	
			Desenho Nº 38