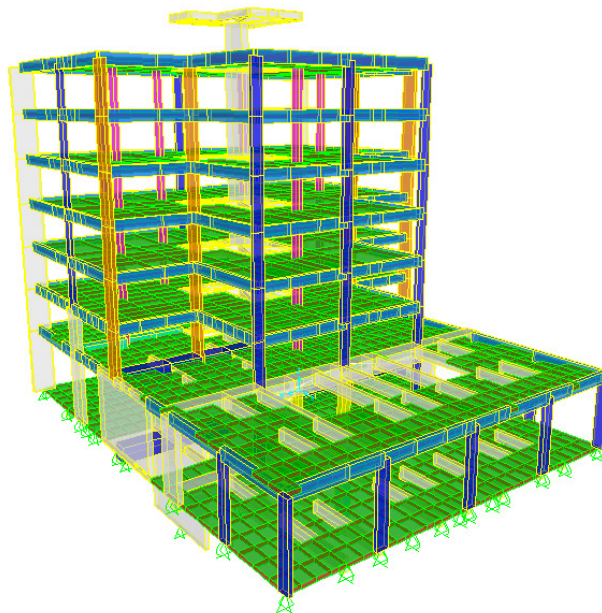




ISEL

INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil



PROJETO DE ESTRUTURA VARIANTE DE UM EDIFÍCIO DE ESCRITÓRIOS EM LISBOA

OCTÁVIO DAVID DE CEIA MARQUES ABREU MOTA
Licenciado em Engenharia Civil

Trabalho de Projeto para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Área
de Especialização de Estruturas

Orientadores:

António Carlos Sousa Gorgulho, Professor do ISEL, Mestre
José Noronha da Câmara, Administrador JSJ e Professor do IST, Doutor

Júri:

Presidente:

Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado, Prof. Coordenadora do ISEL, Mestre

Vogais:

Ana Rita Gamito Reis, Eq. Ass. 2º triénio do ISEL, Doutora
António Carlos Sousa Gorgulho, Professor do ISEL, Mestre
José Noronha da Câmara, Administrador JSJ e Professor do IST, Doutor

Janeiro de 2014

RESUMO

O presente trabalho de final de mestrado (TFM) teve como objetivo principal complementar a formação académica com a componente prática pela aplicação dos conceitos estudados.

Nessa conformidade pretende-se elaborar o projeto de execução de estruturas de um edifício de escritórios a construir em Lisboa na Av.^a Casal Ribeiro, n.º 50, tendo subjacente a arquitetura do edifício existente construído em 1955. O projeto de execução para a construção do novo edifício, será realizado de forma a atender às disposições da regulamentação em vigor, nacional e europeia, nomeadamente do conjunto dos Eurocódigos. O processo de análise foi feito com recurso ao programa de cálculo automático *SAP2000®*. A modelação estrutural é uma ferramenta informática relativamente simples mas que requer uma interpretação bastante mais exigente de resultados e compreensão dos efeitos associados às simplificações.

A construção nova surgiu em alternativa a uma solução de reabilitação estrutural implementada em 2009. As duas soluções, de reconstrução e de reabilitação estrutural, serão ainda objeto de uma análise comparada, com identificação das respetivas vantagens e desvantagens, de ordem económica e estrutural.

PALAVRAS-CHAVE

Edifício, estruturas, betão armado e pré-esforçado, Eurocódigos, modelação estrutural.

ABSTRACT

This final work aims to complement the academic with the practical component by applying the concepts studied.

The purpose of this project is the implementation of a structure for an office building in Lisbon on Avenida Casal Ribeiro, n.º 50, with the underlying architecture of the existing building built in 1955. The project execution for the construction of the new building will be held in order to meet the provisions of the regulations, national and European level, including the collection of Eurocodes. The process of analysis was done using the computer program SAP2000 ®. The structural modeling is a relatively simple software tool but that requires an interpretation of results and understanding of the effects associated with the simplifications, much more demanding.

The new building has emerged as an alternative solution to a structural rehabilitation implemented in 2009, which is running. The two solutions, reconstruction and structural rehabilitation, will also be the subject of a comparative analysis, to identify their advantages and disadvantages, economic and structural.

KEYWORDS

Building, structure, Reinforced concrete and prestressed, Eurocodes, structural modeling

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar agradeço aos Professores António Gorgulho e José Camara, pela partilha de conhecimento na orientação deste projeto que considero uma importante oportunidade para crescer como engenheiro. Agradeço ainda a ideia que me deram para este tema, o qual se demonstrou de grande interesse.

Em segundo lugar devo agradecer ao meu irmão mais velho, Carlos, por tudo o que com ele aprendi durante este trabalho e ao longo de toda a minha vida académica. O Carlos, não obstante viver em Bruxelas, encontra-se sempre à minha disposição para todas as dúvidas técnicas que vão surgindo.

Agradeço ainda à minha namorada Teresa e à minha família, em particular aos meus pais, por sempre me terem dado o apoio que necessitava para levar este projeto a bom porto e particularmente pela revisão técnica do trabalho.

Agradeço ainda a todos os meus colegas do ISEL, pelo companheirismo demonstrado e pelo espírito de união que se desenvolveu, mostrando assim que oficiais do mesmo ofício também podem ser solidários.

Não poderia terminar sem agradecer a todos os professores com quem me cruzei e que com a sua sabedoria, me transmitiram o gosto pela arte da Engenharia Civil.

ÍNDICE

Resumo.....	i
Palavras-chave	i
Abstract.....	ii
Keywords	ii
Agradecimentos	iii
Memória Descritiva.....	I-1
I. Introdução	I-1
II. Antecedentes	II-3
1. Edifício Original	II-3
2. Breve Descrição da Solução de Reabilitação	II-5
III. Dimensionamento Estrutural.....	III-7
1. Solução Estrutural	III-7
2. Fundações.....	III-10
3. Metodologia de Verificação da Segurança.....	III-11
4. Quantificação das Ações	III-12
4.1. Ações Permanentes	III-13
4.2. Ações Variáveis.....	III-13
4.2.1. Sobrecarga.....	III-13
4.2.2. Sismo	III-14
4.2.3. Vento.....	III-20
4.2.4. Ações da Temperatura e de Retração do Betão	III-21
4.2.5. Fogo	III-21
5. Combinação de Ações.....	III-23

6. Materiais.....	III-25
IV. Cálculos Justificativos	IV-29
1. Modelo de Análise.....	IV-29
2. Cálculo da Estrutura	IV-32
2.1. Propriedades Dinâmicas	IV-32
2.2. Lajes	IV-35
2.2.1. Punçoamento	IV-38
2.2.2. Comportamento em Serviço.....	IV-39
2.2.3. Escadas	IV-40
2.3. Vigas.....	IV-41
2.3.1. Vigas Correntes	IV-42
2.3.2. Vigas Pré-esforçadas	IV-44
2.4. Pilares e Paredes.....	IV-47
2.5. Fundações	IV-58
V. Reabilitação Versus Construção Nova	V-61
VI. Peças Desenhadas	VI-63
Referências Bibliográficas.....	65
Anexos.....	67

Índice de Quadros

Quadro III-1 – Valores de agr para sismos do tipo 1 e 2, para as zonas 1.3 e 2.3.....	III-15
Quadro III-2 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástica para a ação sísmica do tipo 1 e do tipo 2, para terreno do tipo B	III-16
Quadro III-3 – Dimensões mínimas das espessuras dos elementos (altura/largura) e distâncias mínimas do eixo das armaduras à face do betão para as duas classes de segurança ao fogo [mm].....	III-23
Quadro IV-1 – Frequências e fatores de participação massas modal	IV-32
Quadro IV-2 – Laje do Piso 2 - Momentos resistentes da laje fungiforme (e=0,25m)	IV-36
Quadro IV-3 – Esforços de cálculo resistentes para uma viga de bordadura do piso 2 (0.25x0.70m).....	IV-42
Quadro IV-4 – Cálculo para o esforço transversal de uma viga de bordadura do piso 2 (0.25x0.70m).....	IV-43
Quadro IV-5 – Faseamento do Pré-esforço.....	IV-47
Quadro IV-6 – Esforço transversal resistente e atuante para um pilar de secção 0.70mx0.70m	IV-52
Quadro IV-7 – Cálculo da resistência ao esforço normal e ao momento das paredes 0.25m x 6.02m e 0.25 x 4.11m.....	IV-57
Quadro IV-8 – Cálculo da resistência ao esforço transversal da parede de dimensões 0.25m X 4.11m.....	IV-57
Quadro IV-9 – Dimensões das fundações e armaduras respetivas	IV-59

Índice de Figuras

Figura II-1 - Planta tipo do edifício existente – Pisos superiores.....	II-4
Figura II-2 - Exteriores e interiores do estado de conservação geral.	II-4
Figura II-3 - Esquema geral do novo pórtico de fachada	II-6
Figura III-1 – Planta simplificada do Piso 2.....	III-7
Figura III-2 – Planta simplificada do Piso 1.....	III-9
Figura III-3 - Zonamento sísmico de acordo com Anexo NA.I [7].....	III-14
Figura III-4 – Deformação do pórtico da fachada principal devido ao Sismo 1.....	III-18
Figura III-5 – Espectros de resposta elástica e de cálculo.....	III-19
Figura IV-1 – Modelo Global – Vista da fachada principal e empena direita.....	IV-29
Figura IV-2 – Modelo Global – Vista da fachada de tardoz.....	IV-30
Figura IV-3 – Vista 3D para o modo de vibração: 0,94Hz, 1.01Hz e 1,23Hz.....	IV-33
Figura IV-4 – Piso 2 - laje fungiforme: momentos fletores m_{xx} [kNm/m].....	IV-36
Figura IV-5 – Corte AA, com: $m_{xx}' = m_{xx} \pm m_{xy} $	IV-37
Figura IV-6 – Laje fungiforme: momentos fletores m_{yy} [kNm/m].....	IV-37
Figura IV-7 – Corte BB, com: $m_{yy}' = m_{yy} \pm m_{xy} $	IV-38
Figura IV-8 – Deformação elástica para o carregamento quase-permanente [mm] ...	IV-40
Figura IV-9 – Modelo de cálculo da escada.....	IV-41
Figura IV-10 – Envolvente de momentos fletores em Estado Limite Último para as combinações.....	IV-42
Figura IV-11 – Alçado da viga pré-esforçada de transição – Alinh. C, pisos 0 e 1	IV-44
Figura IV-12 – Modelo Global – Pormenor da viga pré-esforçada de transição – Alinh. C, pisos 0 e 1.....	IV-45
Figura IV-13 – Deformação, Alinhamento C, pisos 0 e 1	IV-45
Figura IV-14 – Diagramas de esforços – Alinhamento C, piso 1.....	IV-46
Figura IV-15 – Parâmetro de interação da flexão desviada	IV-48

Figura IV-16 – Diagrama de interação N-Mx em Estado Limite Último.....	IV-49
Figura IV-17 – Diagrama de interação N-My com esforços em Estado Limite Último	IV-49
Figura IV-18 – Diagrama de interação N-Mx com esforços em Estado Limite Último	IV-50
Figura IV-19 – Diagrama de interação N-My com esforços em Estado Limite Último	IV-50
Figura IV-20 – Diagrama de interação N-Mx com esforços em Estado Limite Último	IV-51
Figura IV-21 – Diagrama de interação N-My com esforços em Estado Limite Último	IV-51
Figura IV-22 – Disposição de armaduras para a resistência ao esforço transversal de acordo com as exigências de ductilidade média	IV-52
Figura IV-23 – Esquema da redução do volume de betão confinado em função dos espaçamentos das armaduras transversais	IV-53
Figura IV-24 – Geometria do núcleo de acessos.....	IV-55
Figura IV-25 – Esquema de uma parede 0.25m X 4.11m, pertencente ao núcleo das escadas	IV-56
Figura IV-26 – Esquema do tipo de sapatas centradas.....	IV-58

MEMÓRIA DESCRITIVA

I. INTRODUÇÃO

Este projeto encontra-se no âmbito do trabalho final de mestrado com vista à obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil, na área de especialização em Estruturas. Tem por objetivo principal a elaboração de um projeto de estruturas para um novo edifício de escritórios, considerando-se a reconstrução¹ de um edifício existente situado na Av. Casal Ribeiro, n.º 50, em Lisboa. Esta solução surge em alternativa a uma solução de reabilitação estrutural implementada em 2009. As duas soluções, de reconstrução e de reabilitação estrutural, serão ainda objeto de uma análise de custos, por forma a se aferir sobre a solução mais económica.

O projeto de execução para a construção do novo edifício, será realizado de forma a atender às disposições da regulamentação nacional, bem como às indicações de normas internacionalmente reconhecidas, nomeadamente do conjunto dos Eurocódigos. A abordagem basear-se-á em elementos disponíveis, como sejam os estudos geológicos e geotécnicos e no projeto de arquitetura do edifício reabilitado, por forma a se quantificarem as ações relativas às exigências de serviço da nova estrutura. Todos os cálculos serão realizados em folhas Excel e por utilização do programa de cálculo automático SAP2000.

O trabalho desenvolver-se-á em seis capítulos, sendo os primeiros cinco relativos às peças escritas (memória descritiva e cálculos justificativos), com um último capítulo (VI) dedicado à apresentação das peças desenhadas do projeto. Assim, após o primeiro capítulo referente à introdução, será feita a descrição do edifício original bem como uma breve caracterização do projeto de reabilitação estrutural de 2009. O terceiro capítulo será composto pela indicação das ações consideradas, solução estrutural, descrição das fundações e metodologia adotada para o cálculo. No capítulo IV serão apresentados resultados principais dos cálculos justificativos do projeto de construção. Por fim, ainda no âmbito das peças escritas, é elaborada a conclusão, pela análise comparada das duas soluções, de reabilitação versus construção, com identificação das

¹ Considera-se ser esta uma reconstrução, por ser preservada a arquitetura em planta, não obstante o desenho das fachadas apresentar significativas alterações.

respetivas vantagens e desvantagens, de ordem económica e estrutural. Posteriormente apresentam-se os anexos.

II. ANTECEDENTES

1. EDIFÍCIO ORIGINAL

O edifício original, com estrutura em betão armado, foi construído na década de 50, com projeto de licenciamento aprovado em 1955, para habitação e comércio na loja térrea. É composto por nove pisos, sendo um deles em cave com função de estacionamento. Ocupam uma área de construção de 4.596 m². O acesso é feito pela via pública de três formas distintas, a saber: loja esquerda, zona direita do piso térreo (que se constitui como o acesso das viaturas à cave) e porta principal do edifício, que através de uma zona de átrio conduz à caixa de escada que serve os pisos superiores.

As áreas da cave, piso térreo e primeiro piso são iguais e ocupam aproximadamente 700m², enquanto os restantes seis pisos estendem-se por uma área de aproximadamente 416m² (Figura II-1). O último piso tem apenas uma área coberta de 105 m², sendo em terraço toda a restante área.

A cave, com utilização para garagem, tem um pé direito de aproximadamente 4.10m, encontrando-se ao nível de 75,88m. Neste piso encontra-se fundado o núcleo de escadas/elevadores, situado a uma distância de cerca de 7m da fachada principal. O contorno do núcleo de acessos tem paredes de alvenaria de tijolo furado a uma vez, sobre as quais apoiam as lajes da escada, com entrega de 10cm, aproximadamente.

O piso do R/C tem uma laje com 0.12m de espessura e um sistema em grelha de vigas de betão não pré-esforçado para vencer vãos com, aproximadamente, 11m. O primeiro piso tem o mesmo sistema de pavimento do piso de R/C, constituindo-se como um piso de transição que serve de apoio aos pilares dos pisos superiores. A estrutura dos pisos 2 a 7 (cujas plantas de arquitetura se apresentam na Figura II-1) é composta por lajes com 0.10m de espessura e vigas com 0.40m, 0.45m e 0.50m de altura e largura de 0.15 m. A área coberta do último piso é recuada relativamente aos planos das fachadas, principal e posterior.

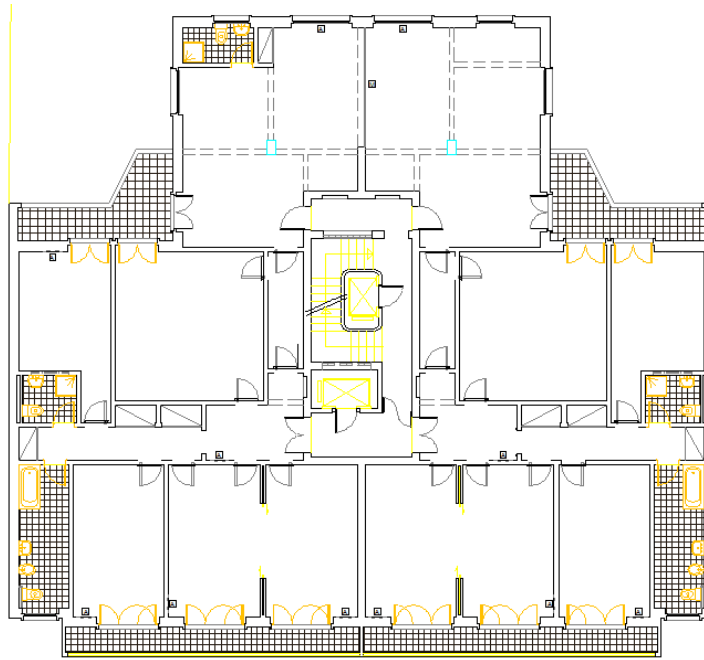


Figura II-1 - Planta tipo do edifício existente – Pisos superiores

Ainda que sendo este um edifício, em razoável estado de conservação (Figura II-2), apresentava patologias relativas à carbonatação nos elementos estruturais, mas sem relevantes teores em cloretos. O betão dos elementos estruturais, com especial incidência nos pisos superiores, evidenciava em 2008 uma baixa qualidade relativamente à sua homogeneidade e características de resistência mecânica [9].



Figura II-2 - Exteriores e interiores do estado de conservação geral.

2. BREVE DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO DE REABILITAÇÃO

O projeto de reabilitação estrutural, datado de 2009, teve por objetivo a correção das anomalias e patologias existentes, introduzindo um reforço estrutural ao edifício, a sua adequação à atual legislação em todas as especialidades, bem como a adaptação à nova utilização para escritórios [9].

Na arquitetura constam como principais alterações, a demolição da rampa de acesso ao piso de estacionamento (piso -1), com substituição por um monta-carros para fazer esta ligação². Neste piso, dadas as características do parqueamento automático a executar, foi planeada a alteração da cota, com o recalçamento a maiores profundidades da generalidade dos elementos verticais do edifício. Constan ainda as alterações à compartimentação interior, de acordo com a sua nova utilização [9].

Quanto à estrutura e no tocante às ações horizontais, confirmou-se a sua desadequação à capacidade resistente para fazer face à ação sísmica regulamentar, tendo em conta a constituição do edifício original por pórticos com pouca rigidez e baixa resistência às ações horizontais, tendo sido definidas novas paredes resistentes integradas no núcleo de acesso, bem como na periferia do edifício, de forma a aumentar a rigidez global de torção da estrutura [9].

No que sujeita às ações verticais e para a nova utilização, verificou-se deficiência na capacidade resistente das lajes, pelo que o seu cálculo foi efetuado, considerando a sobrecarga de 3kN/m² para os pisos superiores e de 4kN/m² na laje do piso de estacionamento (-1). Ainda de acordo com as análises levadas a cabo no projeto de reabilitação, foi concluído que o bom comportamento geral da estrutura se devia à contribuição das alvenarias existentes nos alinhamentos dos pórticos, como era habitual à data de construção do edifício.

Foi considerada como solução geral para as lajes, o reforço localizado sobre as vigas, através da colocação de novas armaduras e aplicação de uma nova lâmina de betão, com uma espessura de 0,05m.

As vigas foram também reforçadas, por apresentarem de uma forma geral défice na sua resistência, tendo sido feito, nos pisos 0 e 1, o encamisamento com betão armado das

² Esta solução pretendeu acrescentar área útil de estacionamento.

suas secções [9]. Nos pisos superiores, vigas metálicas tipo HEA foram adicionadas de forma a suportar os pavimentos.

Grande parte dos pilares existentes de betão armado foram reforçados em altura com perfis metálicos tipo HEB, com função de suporte parcial dos carregamentos e de definição de pórticos juntamente com as novas vigas metálicas.

No pórtico da fachada principal, com vãos na ordem dos 10m, também se verificou a não adequação das vigas de transição ao nível do piso 1, com secção retangular com 0,55m de base por 0,50m de altura. Foi ainda verificado, que os pilares deste pórtico apoiam indiretamente nas vigas do piso 1. Foi prevista a colocação de um novo pórtico metálico (Figura II-3), o qual apoia diretamente nos pilares existentes e sobre a parede limite do piso térreo, e que fará o apoio das vigas dos pisos elevados, retirando assim a carga das vigas e pilares existentes [9].

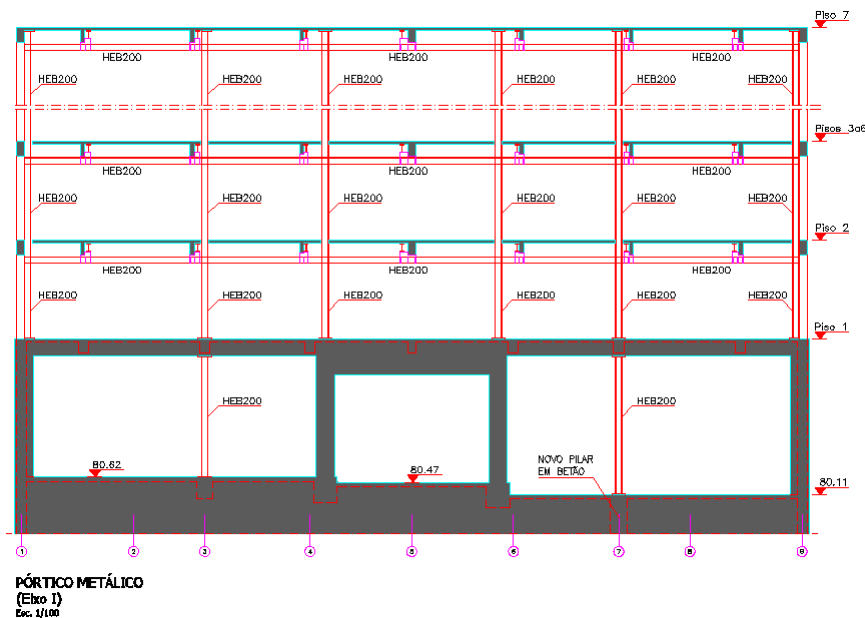


Figura II-3 - Esquema geral do novo pórtico de fachada

Salienta-se em particular que na recuperação do edifício foi feito um aligeiramento geral de paredes de alvenaria maciça e enchimentos nos pisos. Além das óbvias vantagens em termos sísmicos, o aligeiramento permitiu minorar a quantidade de carga equilibrada pela estrutura de betão, permitindo à nova estrutura metálica o envolvimento da resistência para grande parte dos carregamentos permanentes como enchimentos e revestimentos.

III. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

1. SOLUÇÃO ESTRUTURAL

O edifício terá a mesma arquitetura do edifício original (Anexo 1) adaptado pela obra de reabilitação. Os pisos são marcados por um núcleo de acesso vertical central em planta. Nas fachadas foram de uma forma geral definidos pórticos estruturais que permitem dotar a estrutura de rigidez adequada para as ações verticais das cargas permanentes e sobrecarga, mas também das ações horizontais. Entre as fachadas e o núcleo, existem ainda alguns pilares que apesar de não serem prolongados até à fundação, permitem obter uma economia mais eficiente para os pisos superiores.

Para os pisos superiores, adotou-se uma solução, de lajes fungiformes, com vigas de contorno, que se adequa ao uso (de escritórios), e que se constitui como uma solução económica e rápida.

Na figura seguinte apresenta-se a configuração típica dos pisos superiores:

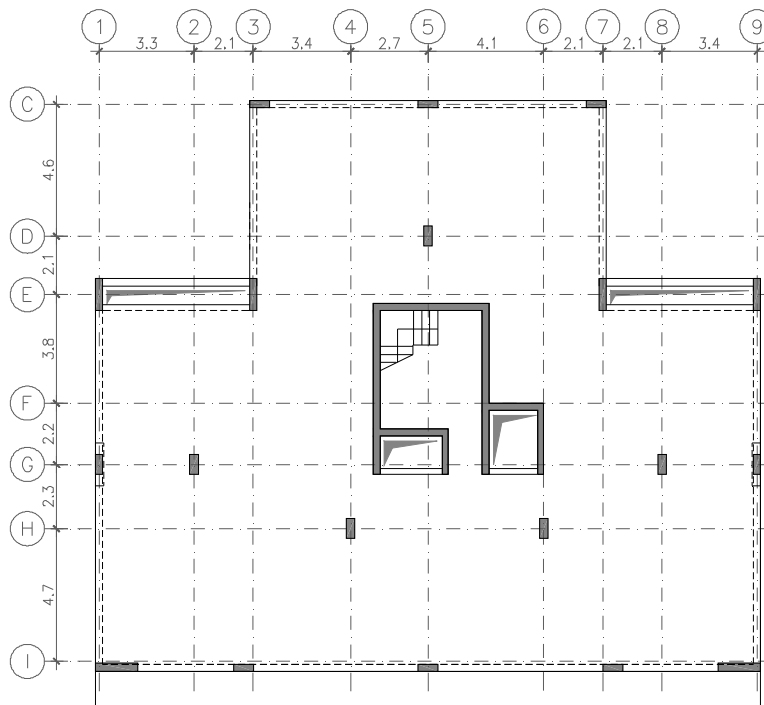


Figura III-1 – Planta simplificada do Piso 2

As lajes fungiformes equilibram vãos de aproximadamente 6m. De forma a garantir uma rigidez adequada e ainda de maneira a não serem necessários capitéis sobre os pilares, adotou-se uma espessura constante de 0,25m.

De acordo com o EC8 §4.2.2 poderá classificar-se um certo número de elementos estruturais, como elementos sísmicos “secundários”, desde que não representando 15% da rigidez lateral. Neste projecto, os pilares interiores do edifício, que têm ligações fungiformes às lajes, foram considerados elementos secundários, o que está em concordância com o EC8, uma vez que estes elementos têm uma rigidez muito limitada quando comparada com os pórticos de fachada e com o núcleo de escadas. Estes elementos não fazem parte do sistema estrutural resistente do edifício para acções sísmicas, sendo desprezada a sua resistência e rigidez. De qualquer forma, os elementos “secundários” são dimensionados e pormenorizados de modo a manter a função de suporte às forças verticais, quando sujeitos aos deslocamentos devidos à situação de projecto sísmica mais desfavorável (sendo tidos em conta os efeitos de segunda ordem).

Os pilares interiores dos pisos superiores têm secção 0,30mx0,70m que permitem receber os carregamentos das lajes com garantia de resistência ao punçoamento. Estes são elementos secundários, sem funções de resistência face a uma ação sísmica, pois não têm prolongamento até às fundações, ficando suportados nas estruturas de transição dos pisos 0 e 1.

Os pórticos de fachada são formados por pilares com secções em geral de 0,25x0,70, semelhantes às vigas de bordadura. Esta solução desenvolve-se em todo o contorno do edifício.

O núcleo de acessos por escadas e elevadores foi definido inteiramente em betão armado, prolongando-se das fundações até à cobertura com secção constante com paredes de betão estrutural com espessura de 0,25m.

Os pisos 0 e 1 são de transição, ainda que parte das estruturas de transição estejam concentradas no piso 1. Variações de rigidez e resistência são em geral desaconselhadas do ponto de vista estrutural e em particular sísmico. Neste caso a funcionalidade das diversas partes de edifício é difícil de compatibilizar, isto porque nos

pisos comercial e para o estacionamento há necessidade de vãos amplos, havendo que minimizar os elementos verticais.

No entanto, neste caso a variação de rigidez foi limitada pois os elementos verticais são paredes periféricas, o núcleo de acesso e do monta-carros além de quatro pilares principais, o que corresponde a um sistema estrutural bastante rígido. Os pilares são nos pisos 0 e 1 encabeçados por vigas pré-esforçadas que suportam quase todos os pilares superiores sem continuidade. Só os pilares interiores do alinhamento H são contínuos da fundação à cobertura.

Refira-se que ao nível dos pisos -1 e 0, a área do edifício engloba todo o lote de terreno, passando o edifício a ter a mesma largura de 23,5m, mas uma profundidade de aproximadamente 30m.

Na figura seguinte, mostra-se a configuração do piso estrutural 1, estando marcadas as principais estruturas de transição com a direção do seu funcionamento.

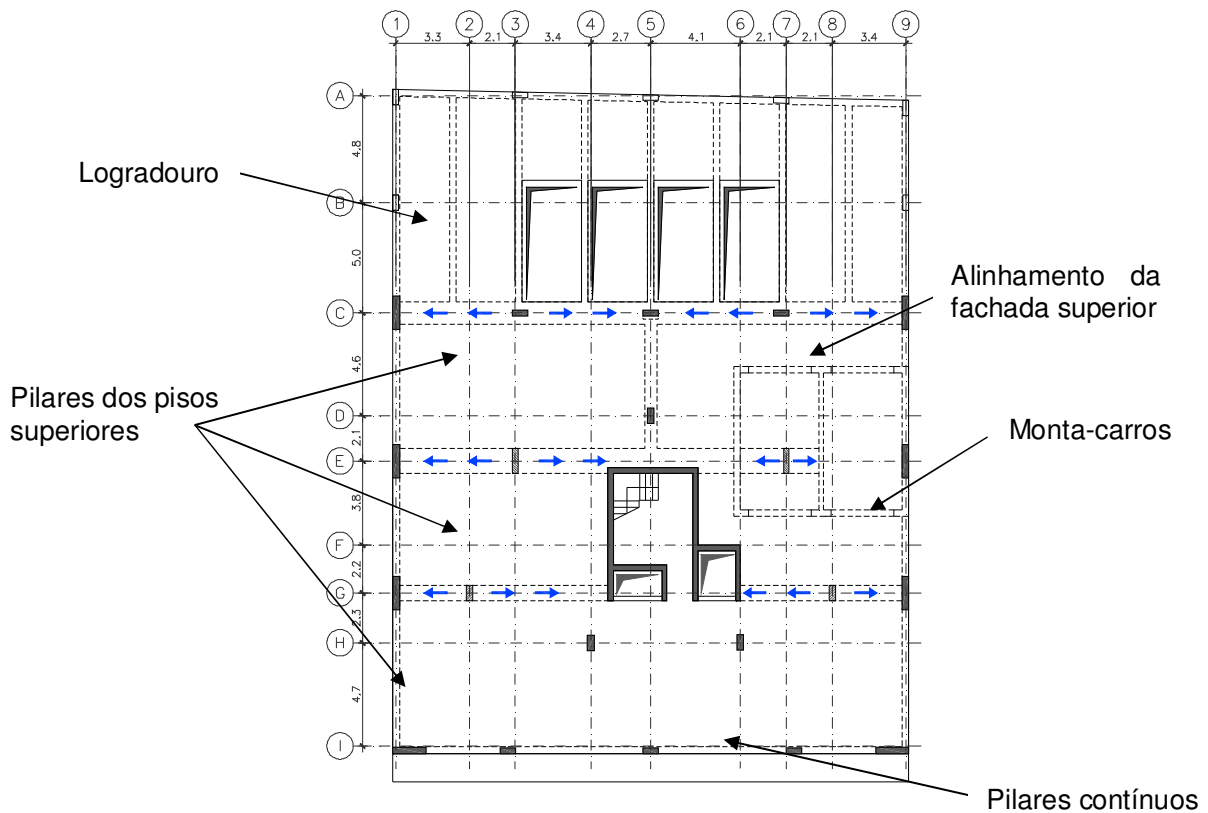


Figura III-2 – Planta simplificada do Piso 1

Salienta-se que em termos de estruturas de transição, a configuração do Piso 0 é semelhante. A transição do alinhamento C, por receber a totalidade da fachada de tardoz do edifício, será conseguida com duas vigas pré-esforçadas, situadas nos pisos 0 e 1 que irão repartir o carregamento entre si, limitando de forma eficaz a deformação.

Ao nível do piso 0, a laje encontra-se apoiada em todos os contornos na parede de contenção periférica. Esta parede de contorno, embora pré-dimensionada com uma espessura de 0,35m, não é parte integrante deste projeto, assumindo-se que teria de ser alvo de estudo específico e um método construtivo adequado.

Salienta-se no entanto que o facto de existirem edifícios adjacentes e instalações técnicas públicas de grande envergadura na Av.^a Casal Ribeiro, a utilização de estruturas ancoradas seria de evitar. Neste caso, a solução de contenção periférica utilizada em 2009 para o recalçamento, seria possivelmente um processo adequado mesmo para uma estrutura nova.

A solução baseou-se na instalação de microestacas verticais em todo o contorno e escoras inclinadas para o interior do lote, que equilibravam a força horizontal da parede de contenção, sendo estas também fundadas com microestacas inclinadas.

2. FUNDAÇÕES

Por análise do relatório geológico e geotécnico [3] verificou-se que o solo de fundação pertence a uma unidade litostratigráfica da base do Miocénico, referenciado por “*Argilas e Calcários dos Prazeres*”³, recoberto por depósitos de aterros com uma espessura de cerca de 50 centímetros. A caracterização geotécnica destes materiais, estabelecida in situ, com base nos resultados dos ensaios SPT⁴, indica um comportamento

³ O perfil estratigráfico diz tratar-se de argilas silto-arenosas e margosas, com cerca de 6 a 7 metros de espessura máxima, caracterizado por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade. Incluem ainda bancadas de calcários margo-gresosos com espessuras de 0,10m a 0,20m [3].

⁴ SPT (Standard Penetration Test) é um ensaio realizado na base de um furo de sondagem para o efeito produzido e cuja técnica passa pela cravação no terreno de um mostrador com dimensões e energia de cravação normalizadas (pilão com 63,5 Kg de massa e altura de queda de 760 mm) sendo realizado em três fases com penetrações de 15 cm cada. Devido à perturbação do terreno provocada pelos trabalhos de furação, desprezam-se os resultados obtidos na primeira fase. O número de pancadas necessárias para atingir a penetração de 30 cm (segunda e terceira fase), define o valor de N (SPT). Quando o número de

sistematicamente rijo, caracterizado por valores de N_{SPT} superiores ou iguais a 60 pancadas, constituindo-se assim como um bom solo de fundação para o estabelecimento de fundações diretas, com tensões de contacto até 500 kPa [3].

As fundações superficiais, compreendem sapatas de betão armado, para todos os elementos verticais, nomeadamente, para o núcleo das escadas, para o monta-carros e para os pilares.

Para além das sapatas das paredes, com dimensões que acompanham a dimensão longitudinal das paredes, existem ainda pilares com diferentes secções retangulares.

As paredes da cave têm a função de resistência às cargas verticais, para apoio dos pilares, bem como de contenção periférica do impulso dos solos. Conforme referido, estes elementos não foram estudados no âmbito deste trabalho, considerando que se trata de um projeto específico.

3. METODOLOGIA DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

Com base na arquitetura do edifício e a definição geral do modelo de estrutura, procedeu-se à definição das secções dos pilares, da espessura das lajes, das vigas correntes, de bordadura e pré-esforçadas. Consideraram-se ainda algumas paredes resistentes, importantes na conceção de um edifício deste tipo. Estas paredes foram definidas nos núcleos, no monta carros, assim como na periferia da construção, com o objetivo de se obter uma maior rigidez, e também uma melhor resistência sísmica. As peças desenhadas com a indicação da arquitetura e das geometrias pré-definidas foram concebidas nesta fase.

Posteriormente foram quantificadas todas as ações, horizontais e verticais. Nas horizontais foram consideradas as ações sísmicas. Nas verticais incluíram-se o peso próprio, as restantes cargas permanentes (revestimentos de pisos e alvenarias interiores e exteriores) e a sobrecarga para os pisos de escritórios e de serviços, tendo ainda sido feito um pré-dimensionamento das secções [7][13].

pancadas, em qualquer das fases, atinja 60 sem se conseguiras penetrações especificadas, ou em caso de nega brusca, o ensaio é dado por findo, anotando-se a penetração.

Pré-definida a dimensão destes elementos, procedeu-se à introdução no modelo de cálculo em *SAP 2000*, o qual permite a análise e verificação de segurança da estrutura do edifício. Este foi efetuado com base em folhas de cálculo Excel.

Este modelo foi ainda utilizado para avaliar as características do comportamento dinâmico da estrutura, especificamente para a quantificação dos valores das frequências próprias de vibração e esforços dos diferentes elementos estruturais, devido à ação sísmica. Relativamente ao cálculo das lajes, que se baseia numa modelação de malha quadrada, introduziu-se um modelo com malha mais fina do que a do modelo global, de forma a permitir uma análise de cálculo mais precisa.

Após a validação e ajuste da modelação estrutural, os esforços e deformações foram analisados em folhas de cálculo específicas para cada tipo de elemento estrutural.

Com recurso a este tipo de análise e cálculos simplificados foram obtidas dimensões e reforços para os diversos elementos. Os cálculos foram extensivos, tendo sido verificada a segurança de todos os elementos estruturais, nomeadamente lajes, vigas, pilares e paredes.

Elaborou-se ainda o trabalho de desenho em Autocad para definição em pormenor de dimensionamento e armaduras, com o objetivo de se obter um nível próximo de projeto de execução.

4. QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES

Foram considerados como documentos base para a definição das ações, o Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) DL235/83, de 31 de maio, Regulamentação Portuguesa em vigor, e os Eurocódigos Estruturais 0, 1 e 8.

O fator mais relevante da aplicação da nova legislação europeia é a consideração da ação sísmica, segundo o Eurocódigo 8 (EN1998-1), e das suas verificações e critérios. Como exemplo, refere-se a aplicação dos conceitos de limitação de danos para um sismo moderado associado a um estado limite de serviço, que não é previsto no RSA, e os conceitos de Capacity Design [7] desenvolvidos com mais detalhe para a verificação da segurança à rotura para a combinação sísmica.

4.1. Ações Permanentes

As ações verticais foram definidas de acordo com o RSA [13].

Pesos Próprios:

Betão armado	25.0 kN/m ³
Aço	77.0 kN/m ³
Água	10.0 kN/m ³
Terreno	20.0 kN/m ³

Restante carga permanente (RCP):

Revestimento nos pisos de escritório	1.0 kN/m ²
Revestimento no piso comercial	1.5 kN/m ²
Alvenaria exterior	8.0 kN/m
Alvenarias interiores	2.0 kN/m ²
Cobertura técnica	3.0 kN/m ²
Cobertura não acessível	2.0 kN/m ²

4.2. Ações Variáveis

4.2.1. Sobrecarga

Sobrecargas em Pavimentos:

Em pisos de escritórios e comercial	3.0 kN/m ²
Em pisos de estacionamento	4.0 kN/m ²
Em coberturas não acessíveis	1.0 kN/m ²
Na área técnica da cobertura	5.0 kN/m ²

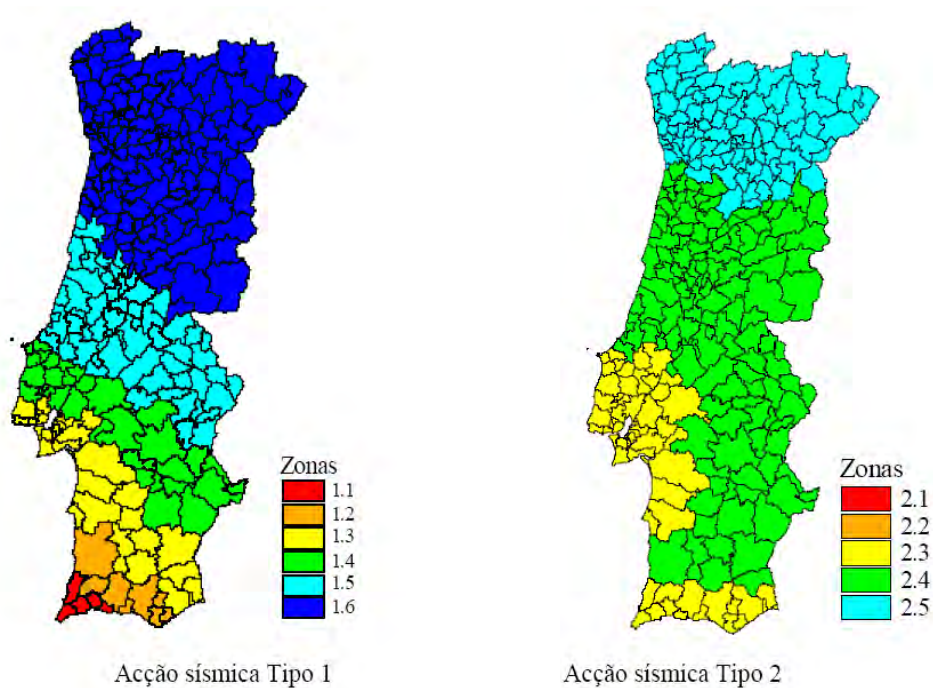
Na zona técnica da cobertura, dada a permanência dos equipamentos considerou-se $\psi_0=\psi_1=\psi_2=1.0$, tendo sido as sobrecargas tratadas como ações permanentes.

4.2.2. Sismo

O RSA entrou em vigor, em 1983. Desde então, a quantificação da ação sísmica foi estudada e detalhada, num trabalho que culminou na definição da ação sísmica do Eurocódigo 8.

Ainda que o RSA se encontre em vigor, adotou-se neste projeto as linhas gerais da quantificação da ação sísmica definidas pelo EC8 – NP EN 1998-1: 2010. De acordo com esta Norma, e tendo em conta os resultados do estudo geológico e geotécnico [3], N_{SPT} superior ou igual a 60 pancadas, considera-se satisfeita a condição $N_{SPT} > 50$, pelo que de acordo com o Quadro 3.1 do EC8, o terreno de fundação classifica-se ser do tipo B⁵, para efeito de cálculo sísmico da nova construção.

Ainda de acordo com o EC8, Lisboa situa-se nas seguintes zonas sísmicas:



- Ação sísmica Tipo 1 (Sismo de origem Afastada) – Zona 1.3
- Ação sísmica Tipo 2 (Sismo de origem próxima) – Zona 2.3

Figura III-3 - Zonamento sísmico de acordo com Anexo NA.I [7]

⁵ Terreno tipo B corresponde a uma argila muito rija, com uma espessura de várias dezenas de metros, caracterizado por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade, o que efectivamente se comprova pelo relatório geológico e geotécnico, por ser este um solo da base do Miocénico (*Argilas e Calcários dos Prazeres – M1_I*).

Os valores de aceleração máxima de referência (a_gR), de acordo com o Quadro NA.I da Norma NP - EN 1998 – I – 2010, são os seguintes:

Quadro III-1 – Valores de a_gR para sismos do tipo 1 e 2, para as zonas 1.3 e 2.3

	a_gR [m/s ²]
Sismo Tipo 1 (afastado) – Zona 1.3	1.5
Sismo Tipo 2 (próximo) – Zona 2.3	1.7

Ainda de acordo com a mesma Norma, conforme é preconizado no §4.2.5, o edifício pertence à classe de importância II (edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias), pelo que o coeficiente de importância (que tem por objetivo ajustar o nível de segurança da construção ao seu tipo de utilização) para a classe referida é de 1 ($\gamma_I=1.0$).

Resulta assim que:

$$a_g = \gamma_I \cdot a_gR \leftrightarrow a_g = a_gR$$

Com base em a_g e de acordo com os valores de aceleração máxima (S_{max}), calcula-se o valor do parâmetro S (coeficiente de solo). Como a se situa entre 1 e 4, a fórmula de cálculo é a seguinte:

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

Em Portugal, para a definição dos espectros de resposta elástica para a ação sísmica do tipo 1 e tipo 2, e por ser o solo em apreço do tipo B, os parâmetros definidores do espectro são os constantes dos quadros do EC8 (quadros NA-3.2 e NA-3.3), com os seguintes valores:

Quadro III-2 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástica para a ação sísmica do tipo 1 e do tipo 2, para terreno do tipo B

	S _{max}	T _B [s]	T _C [s]	T _D [s]
Ação sísmica Tipo 1 (Sismo afastado) – Terreno tipo B	1.35	0.1	0.6	2.0
Ação sísmica Tipo 2 (Sismo próximo) – Terreno tipo B	1.35	0.1	0.25	2.0

Sendo η , o coeficiente de correção do amortecimento, considera-se como valor de referência $\eta=1$, para 5% de amortecimento [7].

Pela introdução dos valores dos parâmetros a_g , S , T_B , T_C , T_D e η calcula-se o espectro de resposta elástica $S_e(T)$, pelas seguintes expressões [7]:

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

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

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

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

Em que:

- Se(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;
- 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
- η Coeficiente de correção do amortecimento, com o valor de referência $\eta=1$ pra 5% de amortecimento viscoso

A capacidade dos sistemas estruturais de resistir às ações sísmicas no domínio não linear permite efetuar a verificação de segurança para efeitos sísmicos inferiores aos que corresponderiam a uma resposta elástica linear. A capacidade de dissipação de energia da estrutura, obtida principalmente pelo comportamento dúctil dos seus elementos é tida em conta efetuando-se uma análise elástica baseada num espectro de resposta reduzido em relação ao da resposta elástica, designado por espectro de cálculo ($S_d(T)$), pela introdução do coeficiente de comportamento q .

O coeficiente de comportamento q é uma aproximação da razão entre as forças sísmicas a que a estrutura ficaria sujeita se a sua resposta fosse completamente elástica, com 5% de amortecimento viscoso, e as forças sísmicas que poderão ser adotadas no projeto, com um modelo de análise elástica convencional, que continuem a assegurar uma resposta satisfatória da estrutura.

Os valores do coeficiente de comportamento q são indicados na EN 1998 §3.2.2.5 tendo em conta as classes de ductilidade aplicáveis. O espectro de cálculo $S_d(T)$ é definido pelas seguintes expressões [7]:

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

$$T_D \leq T: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

Em que:

- $S_d(T)$ Espectro de cálculo;
 T Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;
 a_g Valor de cálculo da aceleração à superfície;
 T_B Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

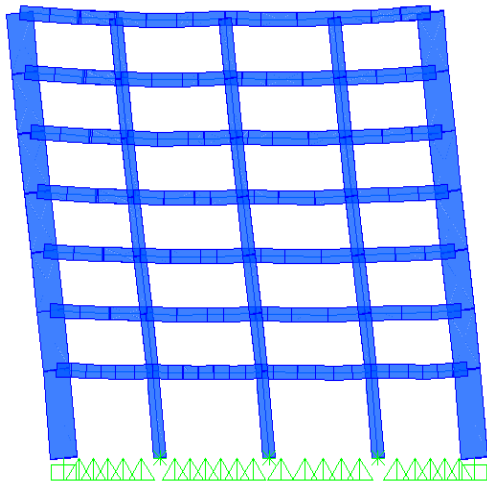
TC	Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;
TD	Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;
S	Coefficiente de solo
q	Coefficiente de comportamento:
β	Coefficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal

Em relação ao cálculo do coeficiente de comportamento, utiliza-se a seguinte expressão definida no EC8 §5.2.2:

$$q = q_0 k_w \geq 1,5$$

Onde q_0 é o valor base do coeficiente de comportamento e k_w é o coeficiente que reflete o modo de rotura predominante.

De acordo com os valores obtidos através do modelo tridimensional de elementos finitos, trata-se de um sistema misto equivalente a sistema parede, pois estima-se que 65% da força de corte é resistida pelas paredes, tendo mesmo assim os pórticos uma importante resistência (35%).



Como se pode observar na figura ao lado (fig.III-4) a deformação face à acção sísmica tem uma forma que valida o comportamento estrutural misto pórtico parede. É notória a grande rigidez das paredes, que encastram o edifício na base, mas nos pisos elevados a rigidez dos pórticos faz-se notar, ainda que de forma pouco pronunciada, controlando a deformação horizontal.

Figura III-4 – Deformação do pórtico da fachada principal devido ao Sismo 1.

Como se trata de uma estrutura com um sistema misto equivalente a sistema parede (Quadro 5.1 – valor básico do coeficiente de comportamento q_0 , para sistemas regulares em altura), o valor de q_0 é igual a $3.0.a_u/\alpha_1$.

A estrutura apresenta um comportamento típico misto pórtico/parede, sendo a resistência e rigidez em geral garantida pelo núcleo central e pelos pórticos laterais de fachada. Este comportamento está em linha com o critério apresentado pelo EC8 5.1.2, estando aproximadamente metade do total de força horizontal equilibrada nas paredes do núcleo. O comportamento é ainda confirmado pela configuração deformada da estrutura, onde a maior rigidez das paredes se fazem sentir na base do edifício, sendo visível a rigidez dos pórticos em altura.

E por ser um edifício de vários pisos e um sistema misto pórtico/parede temos que $\alpha/\alpha_1=1,3$. Assim, como $k_w=1,00$ (fórmula 5.2 do EC8), resulta que q é igual a 3,9.

Salienta-se ainda que foi considerada uma classe de ductilidade média DCM EC8 §5.2.

De acordo com o referenciado no contexto do espectro após consideração do coeficiente de comportamento, o limite β é igual a 0,2. Obtendo-se assim os espectros de resposta elástica e de cálculo, como é ilustrado na figura seguinte [7]:

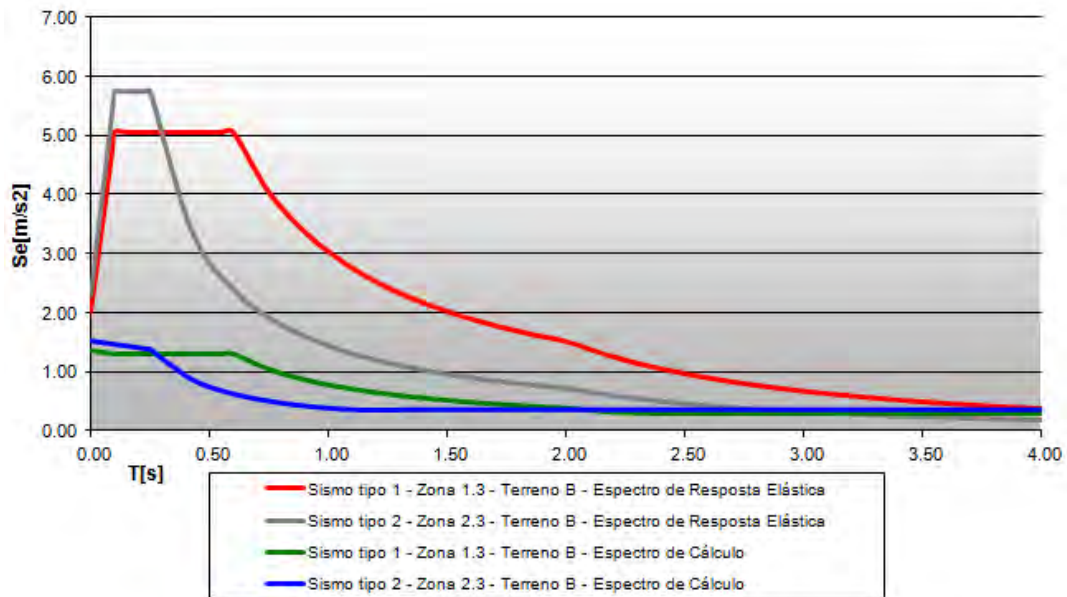


Figura III-5 – Espectros de resposta elástica e de cálculo para sismos do tipo 1 e 2 e para terrenos do Tipo B

Destaca-se que, com base no espectro horizontal e nas especificações do Documento Nacional de Aplicação, definiu-se os espectros de ação vertical e de ação de serviço para limitação de danos.

O EC8 refere ainda a necessidade de consideração de uma excentricidade adicional na colocação das massas nos modelos estruturais. Dada a utilização de um modelo 3D, com cálculo automático da distribuição de rigidez e massas, esta consideração não foi tomada diretamente. No entanto, procurou-se que os pórticos exteriores das fachadas, onde se faria sentir uma eventual excentricidade de torção acidental, fossem dimensionados com folga adequada face aos valores atuantes para consideração indireta dos requerimentos do EC8.

4.2.3. Vento

Por motivos de simplificação e devido ao tipo de edifício em estudo, dado as ações do vento de menor importância em relação ao sismo, calculou-se o vento através do RSA ao invés de ser calculado pelo Eurocodigo.

Para a definição da ação do vento, considera-se que a estrutura se localiza na Zona A⁶, em terreno com rugosidade do tipo I⁷ [13].

Para a zona A, solos com rugosidade do tipo I e para uma altura do edifício de 22,5 metros (h), calcula-se o valor da velocidade característica do vento (v), pela equação [13]:

$$vk = 18 \left(\frac{h}{10} \right)^{0,28} + 14$$

Pelo que $vk = 36,59$ m/s

A pressão dinâmica do vento (w) está relacionada com a velocidade por $w = 0,613 \cdot v^2$, [13] obtendo-se um valor de pressão característica wk de $0,82$ kN/m².

Assim, tendo em conta que os aspetos da ação sísmica são muito superiores à ação do vento, devido ao facto do edifício se encontrar numa zona sísmica relevante, o vento

⁶ Esta zona compreende a generalidade do território com exceção dos arquipélagos dos Açores e da Madeira e as regiões do continente situadas numa faixa costeira de 5 Km de largura ou a altitudes superiores a 600 m (art.º20.º do RSA).

⁷ Rugosidade do Tipo I deve ser atribuída aos locais situados no interior de zonas urbanas em que predominem edifícios de médio e grande porte (art.º 21 do RSA).

não é condicionante, implicando que as ações horizontais sejam dominadas pela força sísmica.

Sublinha-se no entanto, que ainda que com pequena relevância, a ação do vento foi considerada juntamente com a ação das sobrecargas, com estas como variável base.

4.2.4. Ações da Temperatura e de Retração do Betão

A retração do betão e/ou as variações de temperatura são deformações impostas, pelo que os seus efeitos só devem ser tidos em conta na verificação aos Estados Limites de Utilização, nomeadamente no controlo da abertura das fendas [6].

Para o edifício em questão, tanto a temperatura como a retração se mostram com efeitos reduzidos, uma vez que os pisos superiores têm dimensões pequenas e os principais elementos de parede estão concentrados no núcleo central de acesso. Desta forma a estrutura é bastante deformável no plano não desenvolvendo esforços axiais que condicionem a abertura de fendas.

Quanto ao nível do piso 0, estando a laje travada integralmente nas paredes periféricas, surgem esforços no plano da laje que podem condicionar a fendilhação. Desta forma, neste caso, o dimensionamento da laje engloba a sobreposição dos esforços axiais das deformações impostas com a ação das cargas quase-permanentes⁸, sendo o efeito da flexão composta, mantido entre limites aceitáveis, pela limitação do nível de tensão nas armaduras e dos diâmetros das mesmas.

4.2.5. Fogo

Em relação à segurança ao fogo, avaliou-se a conceção da estrutura de betão, tendo como referência as recomendações do LNEC, "Verificação da Segurança de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado em Relação à Ação do Fogo – (LNEC, 1990)".

⁸ Considera-se carga quase permanente a dada pela seguinte soma:
 PP (peso próprio) + Rcp (restante carga permanente) +
 $\psi_2 Sc$ (sobrecarga minorada pelo coeficiente ψ_2) [4][5]

Estas recomendações garantem indiretamente a robustez dos elementos e do recobrimento adequado das armaduras.

Em adicional, a disposição de armaduras foram definidas de forma a acomodar as redistribuições de esforços durante a ação do fogo, nos elementos que funcionam por flexão, tais como as lajes e as vigas.

De acordo com o Decreto- Lei 220/2008 de 12 de Novembro, classifica-se a nova construção com uma Utilização tipo III – administrativo (art.º 8.º, que corresponde a edifício onde se desenvolvem atividades administrativas, nomeadamente escritórios, como é o caso em apreço). Ainda de acordo com o mesmo diploma (Anexo III, Quadro III), para uma altura da utilização tipo⁹ de 22,5 metros (inferior ou igual a 28 metros) e para um efetivo¹⁰ de valor igual ou inferior a 1000 pessoas, classifica-se ser este um edifício pertence á 2.ª categoria de risco de utilização do Tipo III – administrativo.

Nesta conformidade, e de acordo com a Portaria n.º 1532/2008, de 29 de dezembro, para a utilização Tipo III e para a 2.ª categoria de risco, considera-se que os elementos da construção devem possuir uma resistência ao fogo que garanta as suas funções de suporte de cargas (R), de isolamento térmico (I) e de estanquicidade (E), durante todas as fases de combate ao incêndio, pelo que devem possuir a resistência ao fogo padrão mínima das classes R 60 (suporte) e REI 60 (suporte e compartimentação).

Considerando estas classes e de acordo com as Recomendações do LNEC [14], coloca-se no quadro seguinte as dimensões mínimas das espessuras dos elementos (altura/largura) e distâncias mínimas do eixo das armaduras à face do betão para as duas classes de segurança ao fogo. Equiparou-se as indicações de EF 60¹¹ a R 60 e

⁹ Altura da utilização tipo é a diferença de cota entre o plano de referência (plano de nível à cota de pavimento do acesso destinado às viaturas de socorro, medida na perpendicular a um vão de saída directa para o exterior do edifício) e o pavimento do último piso acima do solo, susceptível de ocupação por essa utilização tipo[1].

¹⁰ Efectivo é o número máximo estimado de pessoas que pode ocupar em simultâneo um dado espaço de um edifício ou recinto [1].

¹¹ Na anterior legislação os elementos eram classificados em três classes, a saber: Classe EF (estável ao fogo: quando se exigem apenas funções de suporte); Classe PC (pára-chamas: quando se exige a satisfação simultânea de funções de suporte e de funções de compartimentação, no que diz respeito à estanquicidade às chamas); Classe CF (corta-fogo: quando se exige a satisfação simultânea de funções de compartimentação no que respeita a estanquicidade e ao isolamento térmico) [14].

não existindo valores tabelados para a classe de resistência ao fogo REI 60, considerou-se os valores recomendados para a classe imediatamente superior, EF 90 (estável ao fogo), a qual exige apenas funções de suporte.

Quadro III-3 – Dimensões mínimas das espessuras dos elementos (altura/largura) e distâncias mínimas do eixo das armaduras à face do betão para as duas classes de segurança ao fogo [mm].

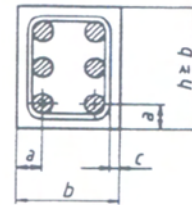
	Lajes Vigadas		Vigas		Pilares		Paredes	
	h _{min}	a _{min}	b _{min}	a _{min}	b _{min}	a _{min}	b _{min}	a _{min}
R 60	80	30	160	35	200	30	140	25
REI 60	100	35	200	45	240	45	170	35

a – Menor das distâncias do eixo do varão à face exposta ao fogo

b – Largura do elemento

c – Recobrimento

h – Altura do elemento



Os recobrimentos adotados (c) garantem que as indicações fornecidas pelas referidas recomendações se encontram cumpridas.

5. COMBINAÇÃO DE AÇÕES

Os coeficientes de combinação de ações foram considerados nos termos regulamentares, tendo-se adotado coeficientes parciais de segurança de 1.35 ou 1.0 para as ações permanentes, consoante o seu efeito seja desfavorável ou favorável, e de 1.5 para as ações variáveis.

Como combinação de ações para as verificações de segurança à rotura são adotadas as combinações previstas no RSA, tendo em particular, a ação sísmica sido combinada de acordo com os Eurocódigos [4][5][7]

$$S_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \times S_{Gik} + \gamma_q \left[S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} \times S_{Qjk} \right]$$

$$CombS_{ELU.Sc} = 1.35 \times PP + 1.5 \times (Rcp + Sc)$$

$$Comb2 = 1.35 \times PP + 1.5 \times (Rcp + Vento + \Psi0 \times Sc)$$

$$Comb3 = PP + Rcp + \Psi2 \times Sc + Sismo.EC8.ELU$$

Sendo:

PP – Peso Próprio

R_{cp} – Restante carga permanente

S_c – Sobrecarga nos pisos dos edifícios

Vento – Ação do vento

Sismo.EC8.ELU – Ação Sísmica de não colapso do EC8

Para o pré-dimensionamento das paredes de contenção periférica, majorou-se a ação do terreno por um fator de 1.5.

Em termos da análise de comportamento em serviço considerou-se, no essencial, a combinação quase permanente de ações, e a combinação sísmica de limitação de danos previsto pelo EC8 nas suas recomendações de projeto.

$$Comb1 = PP + Rcp + \psi2 \times Sc + \epsilon cs + \psi2 \times \Delta t$$

$$Comb2 = PP + Rcp + \psi2 \times Sc + Sismo.EC8.ELS$$

Sendo:

PP – Peso Próprio

R_{cp} – Restante carga permanente

S_c – Sobrecarga nos pisos dos edifícios

ϵcs – Ação da retração uniforme

Δt – Ação de variação da temperatura

Sismo.EC8.ELS – Ação sísmica de serviço

Ψ - Coeficiente com valores indicados no quadro A1.1 do EC0.

6. MATERIAIS

De acordo com o especificado nas normas NP E206-1 e com a E464:2005, e considerando uma classe estrutural S4 para um período de vida útil da estrutura de 50 anos, definem-se as características base dos betões a utilizar nas estruturas:

a. Propriedades dos betões

○ **Betão Geral em Vigas, Pilares, Paredes e Lajes**

Classe Resistência	C30/37
Classe Carbonatação	XC3(P)
Teor de Cloretos do Betão	Cl 0.40
Trabalhabilidade	S3
Máxima Dimensão Agregado	25mm

Estas classes de exposição ambiental conduzem às seguintes características limite da composição do betão de acordo com a E464:2005:

Máxima Razão Água/Cimento	0.60
Mínima dosagem de cimento	280kg/m ³
Classe mínima de resistência	C30/37

○ **Betão Elementos Pré-Esforçadas**

Classe Resistência	C30/37
Classe Carbonatação	XC3(P)
Teor de Cloretos do Betão	Cl 0.20
Trabalhabilidade	S3
Máxima Dimensão Agregado	25mm

Estas classes de exposição ambiental conduzem às seguintes características limite da composição do betão de acordo com a E464:2005:

Máxima Razão Água/Cimento	0.60
Mínima dosagem de cimento	280kg/m ³
Classe mínima de resistência	C30/37

○ **Betão em Regularização de Fundações**

Classe Resistência	C12/15
Classe Risco	X0(P)
Teor de Cloretos do Betão	Cl 1.0
Trabalhabilidade	S3
Máxima Dimensão Agregado	25mm

○ **Betão no Massame do Piso de Estacionamento**

Classe Resistência	C30/37
Classe Carbonatação	XC4(P)
Teor de Cloretos do Betão	Cl 0.20
Trabalhabilidade	S3
Máxima Dimensão Agregado	25mm

Com as seguintes características limite de acordo com a E464:2005:

Máxima Razão Água/Cimento	0.60
Mínima dosagem de cimento	280kg/m ³
Classe mínima de resistência	C30/37

○ **Betão em Elementos de Fundação**

Classe Resistência	C30/37
Classe Carbonatação	XC2(P)
Teor de Cloretos do Betão	Cl 0.20
Trabalhabilidade	S3
Máxima Dimensão Agregado	25mm

Com as seguintes características limite de acordo com a E464:2005:

Máxima Razão Água/Cimento	0.65
Mínima dosagem de cimento	240kg/m ³
Classe mínima de resistência	C25/30

b. Propriedades das armaduras de aço

- Aço A500 NR SD, para armaduras ordinárias;
- Aço Y1860S7 15.7 de baixa relaxação (EN1992-1-1 - Classe 2), para armaduras pré-esforçadas;

As características dos aços seguem as regulamentações em vigor, nomeadamente o EC3 e a prEN10138 no casos das armaduras de pré-esforço.

c. Recobrimentos

Quanto aos recobrimentos, baseados numa classe estrutural S4, para um período de vida útil de 50 anos, e cumprindo os mínimos já definidos para garantia da resistência ao fogo, chega-se aos seguintes valores:

- Fundações – 5cm
- Vigas, Pilares e Paredes – 3.5cm
- Lajes – 2.5cm

IV. CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS

1. MODELO DE ANÁLISE

A modelação estrutural é, como já referido, uma ferramenta fundamental da engenharia de estruturas que tem de ser utilizada com precaução e responsabilidade, pois os modelos, dada a simplificação, não refletem a total realidade da estrutura. Desta forma foi dada especial atenção à validação do modelo tridimensional, tendo a fase de pós-tratamento de dados, interpretação de resultados e a compreensão dos efeitos associados às simplificações, necessariamente introduzidos no modelo, sido bastante exigente.

No presente projeto utilizou-se a modelação tridimensional dos elementos finitos no programa de cálculo automático *SAP2000*, no qual foram aplicadas as várias ações. Este modelo permitiu a avaliação das características do comportamento dinâmico da estrutura (frequência própria e modos de vibração) e determinação de esforços devidos à ação do sismo nos diversos elementos estruturais.

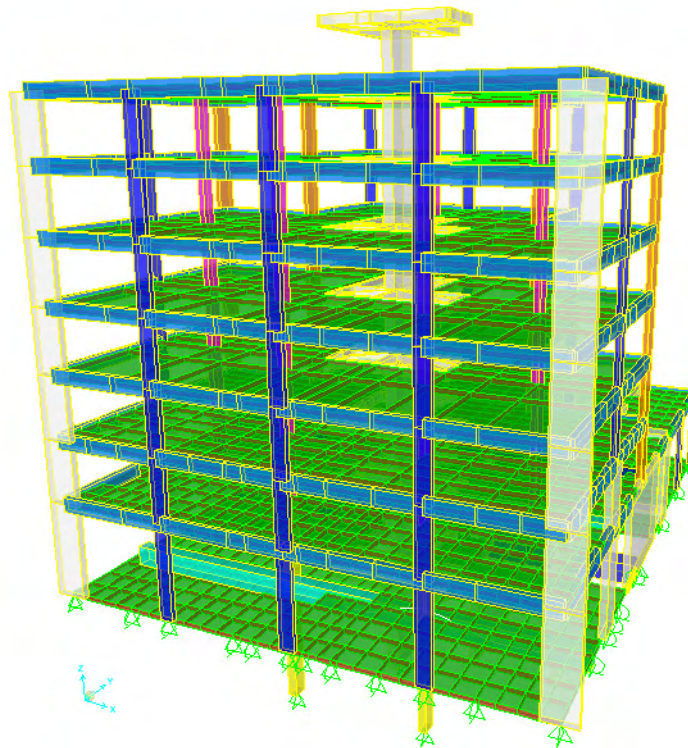


Figura IV-1 – Modelo Global – Vista da fachada principal e empena direita

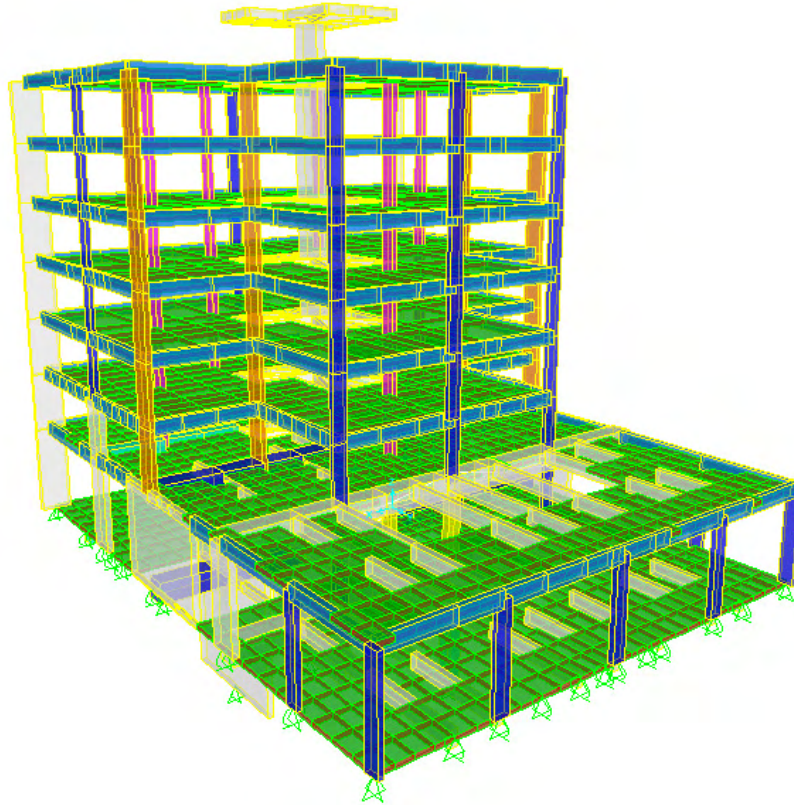


Figura IV-2 – Modelo Global – Vista da fachada de tardoz

Esta modelação global, admite um comportamento elástico. Desta forma, em particular para a modelação da ação sísmica, foi tomado um valor reduzido a metade para inercia (para ser reduzida a sua rigidez), como proposto para a análise sísmica de acordo com o EC8, permite obter uma boa aproximação das características de comportamento do edifício até antes do início de cedência de armaduras. Salienta-se ainda que tendo os espectros de resposta integrado o coeficiente de comportamento, os deslocamentos encontrados para essa ação em termos de modelo necessitam de afetação para determinação dos deslocamentos expectáveis, sem consideração de coeficiente de comportamento.

Refira-se que, em geral, as lajes foram modeladas com elementos finitos de casca (Shell), com rigidez tanto no plano da laje como perpendicular a este, e que as vigas, pilares e paredes foram modeladas com elementos lineares de barra. Salienta-se que a rigidez das paredes e núcleos foi modelada considerando-se depois barras rígidas, nos planos das lajes, para garantir a ligação com a restante estrutura.

Os critérios de verificação da segurança seguiram as prescrições regulamentares, para as disposições de dimensionamento e de pormenorização de armaduras, em particular o EC2 e o EC8.

Foram consideradas as verificações aos Estados Limites Últimos e de Utilização, para todas as combinações de ações referidas no capítulo anterior.

As verificações de segurança, apresentadas neste projeto, referem-se a elementos tipo mais significativos, salienta-se no entanto que cálculos similares foram executados para todos os elementos estruturais.

Refere-se ainda que as lajes de betão estrutural foram estudadas com base em modelos planos simplificados com recurso a uma malha de elementos finitos mais refinada. A utilização destes modelos, além de permitir a melhor modelação dos apoios, permite ainda entender de forma detalhada as deformações dos elementos do piso.

Para a modelação do núcleo foram utilizado o método de barra vertical única no centróide, com características equivalentes à totalidade do núcleo, sendo acrescentadas ao nível dos pisos barras rígidas dando a forma correcta ao núcleo.

Posteriormente em análise de dados os esforços impostos nessa barra vertical são divididos pelas paredes existentes no núcleo, sendo o esforço normal (N) distribuído numa proporção da rigidez axial (áreas) e os momentos flectores face proporcionais à rigidez das paredes (inércia).

A parede da cave não foi alvo de estudo neste trabalho, por se tratar vulgarmente de um projecto específico.

Em relação à modelação dos elementos secundários, neste caso os pilares interiores que suportam diretamente a laje, foram colocadas rótulas nas extremidades de cada elemento de forma a não existir, para o caso das acções horizontais sísmicas, transferência de esforços de flexão entre as lajes e os elementos secundários.

No que diz respeito aos apoios das paredes da cave, estes são fixos em ambas as direcções. A existência das paredes em 4 lados gera pois têm um “efeito de caixa” fazendo com que não haja deslocamento horizontal da laje do piso 0.

2. CÁLCULO DA ESTRUTURA

2.1. Propriedades Dinâmicas

A determinação das propriedades dinâmicas da estrutura é composta por uma análise de valores e vetores dos 50 modos de vibração, utilizando-se para este efeito o modelo global. Os 50 modos de vibração mostram ser suficientes para a correta modelação, conforme será detalhado em seguida.

O estudo das propriedades dinâmicas permitiu o entendimento do funcionamento estrutural face a uma ação sísmica, tendo a distribuição de elementos estruturais, nomeadamente das paredes rígidas, sido revista e melhorada com base em análises intercalares.

A tabela seguinte apresenta os valores das frequências e das participações de massa dos modos de vibração obtidos através do modelo global:

Quadro IV-1 – Frequências e fatores de participação massas modal

Modo	Frequência [Hz]	Modos Individuais			Valores Acumulados		
		Ux	Uy	Uz	Ux	Uy	Uz
1	0.94	0.54	0.00	0.00	0.54	0.00	0.00
2	1.01	0.04	0.02	0.00	0.58	0.03	0.00
3	1.23	0.01	0.48	0.00	0.59	0.51	0.00
4	3.27	0.01	0.00	0.00	0.60	0.51	0.00
5	3.40	0.18	0.00	0.00	0.78	0.51	0.00
6	4.68	0.00	0.02	0.15	0.78	0.53	0.15
7	4.74	0.00	0.01	0.18	0.78	0.55	0.33
8	4.78	0.00	0.12	0.00	0.78	0.67	0.33
9	4.92	0.00	0.00	0.00	0.78	0.67	0.33
10	5.40	0.00	0.03	0.04	0.78	0.67	0.37
11	5.42	0.00	0.00	0.01	0.78	0.67	0.38
12	5.87	0.01	0.00	0.08	0.78	0.67	0.46
...
50	9.14	0.00	0.01	0.00	0.81	0.77	0.67

Massa global modelada (Comb. ações quase permanente):	5415 kN/(m/s ²)
Massa pisos vibrantes (Comb. ações quase permanente):	4400 kN/(m/s ²)

Sendo que a laje do piso 0 se encontra travada pelas paredes de contenção periférica, essa massa, ainda que modelada, não participa na vibração global do edifício. Apenas 81% da massa se localiza acima do piso 0.

Da análise modal verifica-se que foi considerada a participação de 77% da massa global o que retirando a massa da estrutura enterrada, mostra que foi considerada mais de 90% da massa vibrante. Valida-se assim os modos de vibração considerados.

Nas figuras seguintes, mostra-se uma vista em planta dos 3 primeiros modos de vibração (0,94Hz, 1.01Hz e 1,23Hz), permitindo o entendimento da sua configuração:

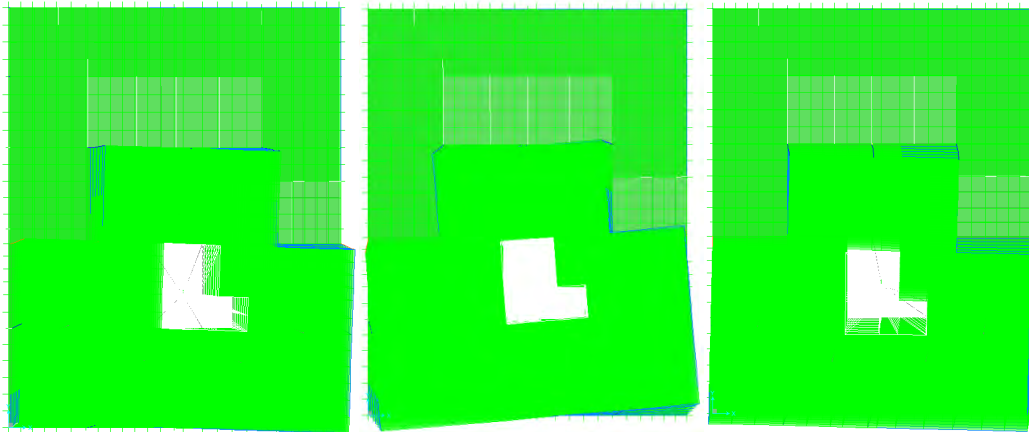


Figura IV-3 – Vista 3D para o modo de vibração: 0,94Hz, 1.01Hz e 1,23Hz

Analisando a figura anterior, é visível que o primeiro modo corresponde à direcção X, sendo os seguintes de torção e direcção y respectivamente. Salienta-se no entanto que os modos têm componentes associadas de torção e de translação o que é um efeito penalizador que foi minimizado dentro das limitações de geometria encontradas.

De facto, a existência de uma estrutura muito rígida na base, com contribuição, como exemplo do monta-carros, e uma estrutura superior apenas com o núcleo central e pilares/paredes periféricos, dificulta a obtenção de modos puros de translação.

A arquitetura do edifício é bastante assimétrica na direção X, correspondente à direção da Av.^a Casal Ribeiro. Isto pela forma dos pisos superiores, mas principalmente pela grande expansão a tardo dos pisos inferiores.

Na direção Y, perpendicular à fachada principal a arquitetura é bastante simétrica, com a ressalva do monta-carros que determina uma rigidez elevada nos pisos inferiores no lado direito do edifício.

Salienta-se ainda que o núcleo de acesso determina uma grande rigidez no centro do edifício potenciando a existência de modos de vibração de torção com baixa frequência. A existência de pórticos de fachada e a consideração de alguns elementos de parede com seção 0,25mx1,5m nas fachadas, permitiu equilibrar de alguma forma os modos de vibração de forma a que os modos de translação não estivessem associados a torção significativa.

Em termos de esforços desenvolvidos na estrutura apresentam-se os seguintes valores:

Resultante horizontal devido ao Sismo tipo I: 3765 kN

Resultante horizontal devido ao Sismo tipo II: 2353 kN

Coefficiente sísmico β_y (Sismo tipo 1): 0.05

O corte basal da estrutura mostra que o nível de ação e a resposta da estrutura se encontram dentro dos valores regulamentares.

Destaca-se ainda que foi verificado o comportamento da estrutura em serviço, numa perspetiva de limitação de danos conforme requerido pelo EC8 §2.1, para a ação sísmica reduzida com um período de retorno de 95 anos. Esta ação foi dimensionada com recurso a coeficientes: $v=0,4$ e $v=0,55$ para as ações do tipo I e II, segundo o EC8, DNA §4.4.3.2.

Para garantia da limitação de danos foi considerado o limite regulamentar definido no EC8 §4.4.3.2 para o deslocamento entre pisos:

$$d_r \times v \leq 0.005 \times h$$

Como condicionante encontramos os deslocamentos inter-pisos entre as lajes dos pisos 1 e 2 para a ação sísmica tipo1, com deslocamento relativo de 0,025 (valor da modelação estrutural já corrigido para não consideração do coeficiente de comportamento). Assim:

$$0.025 \times 0.4 = 0.01 \leq 0.005 \times 3 = 0.015$$

Verificando-se assim que a distorção dos elementos de alvenaria será regulamentar.

Em conclusão, confirma-se que a resposta estrutural obtida é de uma forma geral adequada, face ao tipo e porte da estrutura.

2.2. Lajes

As lajes foram analisadas com modelos locais piso a piso, onde a malha foi refinada, de forma a permitir uma análise pormenorizada.

Propõe-se então uma laje de betão estrutural constituída por uma malha de armaduras ordinárias corrida em ambas as direções, sendo colocadas, na face inferior e superior, com um reforço de armaduras nos apoios, bem como em algumas zonas de meio vão, como se pode verificar nas peças desenhadas (Desenhos 1 a 4).

Seguidamente apresentam-se as distribuições de esforços obtidos na verificação ao Estado Limite Último para as cargas verticais. Foi analisada a laje dos pisos superiores sendo definida uma laje fungiforme de espessura 0,25m, rigidificada por viga de contorno com seção em geral 0,25mx0,70m.

Para o dimensionamento dos pisos superiores foram consideradas as restantes cargas permanentes de 4kN/m² e sobrecarga uniforme distribuída de 3 kN/m².

Salienta-se também que os esforços do dimensionamento das lajes foram obtidos de uma análise elástica realizada através do programa *SAP2000*.

No quadro seguinte são apresentadas as soluções tipo adotadas para a pormenorização das armaduras superiores e inferiores, e respetivos esforços resistentes de cálculo.

Quadro IV-2 – Laje do Piso 2 - Momentos resistentes da laje fungiforme (e=0,25m)

	As	As/s [cm ² /m]	Altura útil [m]	μ	M _{Rd} [kN.m/m]
Armadura inferior					
Malha Geral	Φ10//0.20	3.93	0.20	0.04	35
Malha Geral + Reforço	Φ10//.020 + Φ8//0.20	6.44	0.20	0.06	57
Armadura superior					
Malha Geral	Φ10//0.20	3.93	0.20	0.04	35
Malha Geral + Reforço	Φ10//.020 + Φ20//0.20	19.63	0.20	0.18	157

Nas figuras seguintes apresentam-se as distribuições dos esforços de dimensionamento, com cortes transversais da laje do segundo piso.

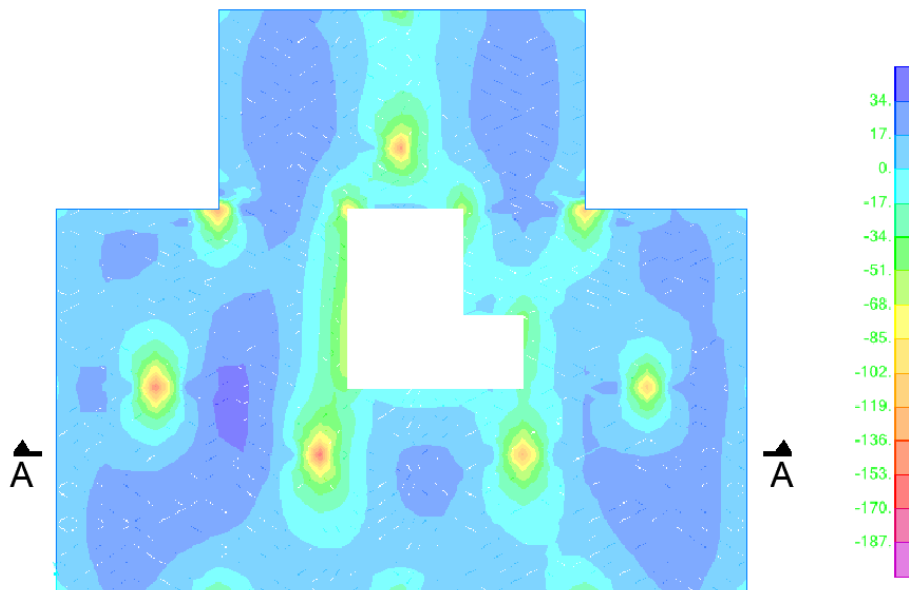


Figura IV-4 – Piso 2 - laje fungiforme: momentos fletores mxx [kNm/m]

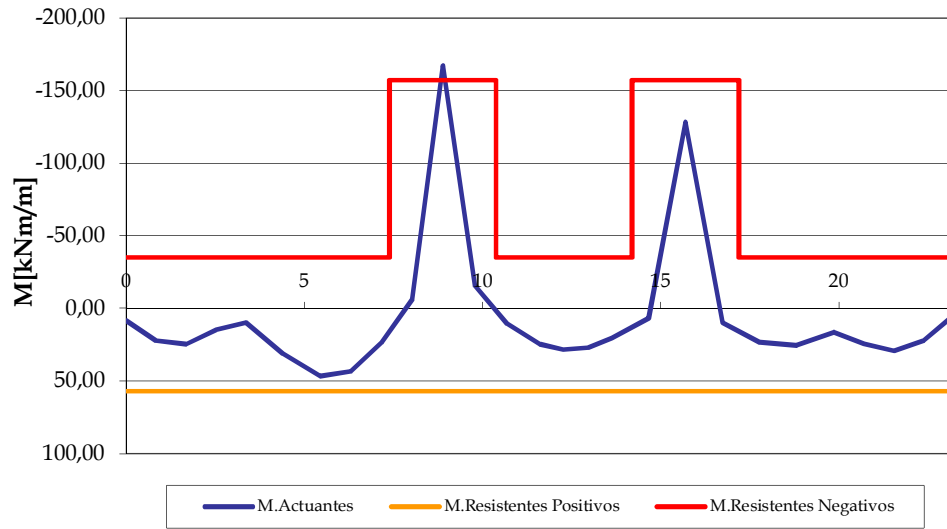


Figura IV-5 – Corte AA, com: $m_{xx'} = m_{xx} \pm |m_{xy}|$

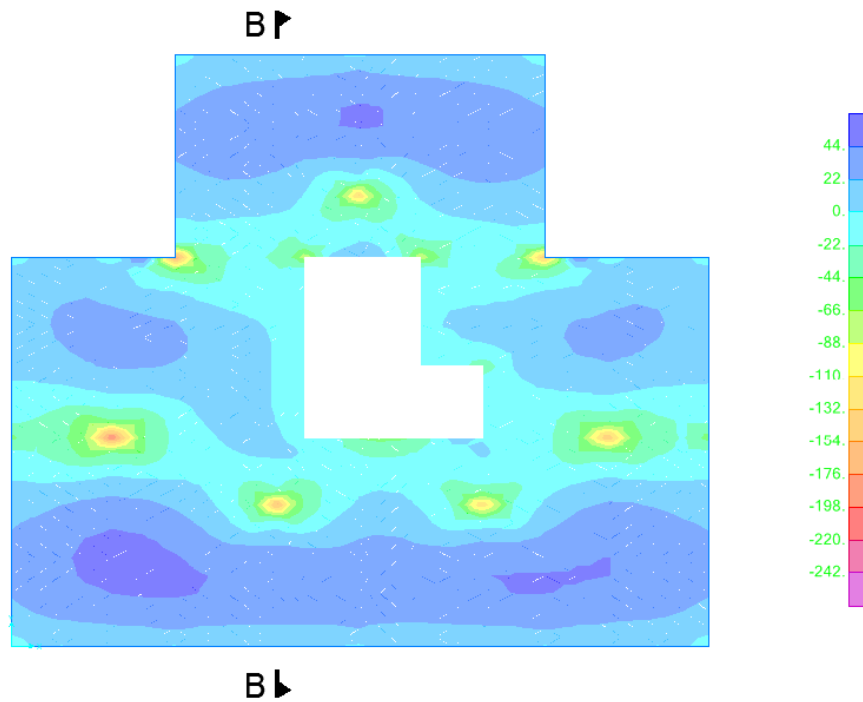


Figura IV-6 – Laje fungiforme: momentos fletores m_{yy} [kNm/m]

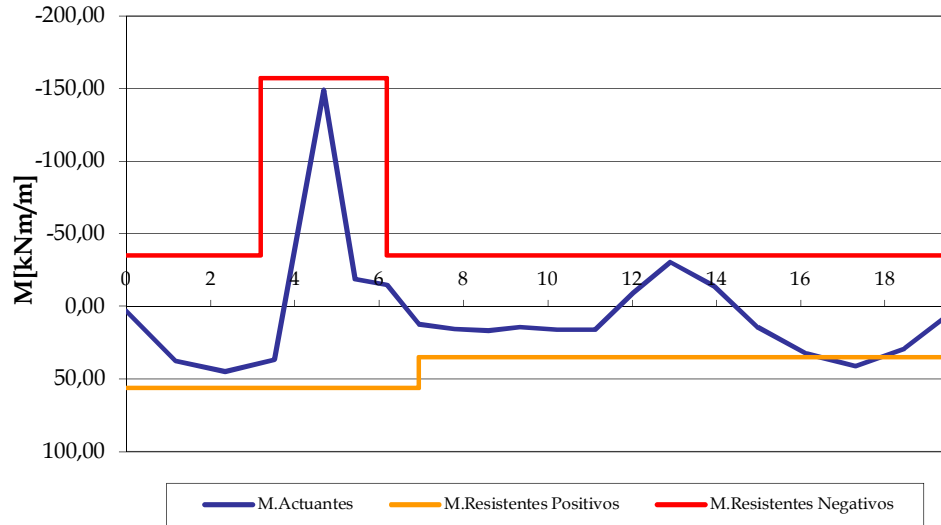


Figura IV-7 – Corte BB, com: $myy' = myy \pm |mxy|$

2.2.1. Punçoamento

Uma das preocupações tidas com o dimensionamento das lajes fungiformes foi a sua resistência ao punçoamento, pois trata-se de uma rotura frágil que pode provocar o colapso progressivo da estrutura.

Salienta-se que o funcionamento estrutural face a uma ação sísmica se baseia essencialmente na rigidez e resistência do núcleo central, paredes e pórticos de fachada. Desta forma, os pilares interiores não têm função significativa, podendo ser classificados segundo o EC8 como elementos secundários. São assim limitados os esforços de flexão nos pilares, sendo o funcionamento essencialmente como punçoamento centrado.

As lajes fungiformes foram concebidas sem capitéis, uma vez que a sua espessura e a dimensão dos pilares (que não foi reduzida em altura), garantem a segurança ao punçoamento, tendo como critério a verificação da resistência ao punçoamento para a combinação das ações verticais, sem necessidade de armadura específica.

No entanto prevê-se a colocação deste tipo de armadura de forma a melhorar as características de ductilidade destas ligações.

Perímetro crítico para os pilares interiores com seção 0,30mx0,70m

$$\mu = 2 \times b + 2 \times h + 4 \times \pi \times r = 2 \times 0,30 + 2 \times 0,70 + 4 \times \pi \times 0,21 = 4,64 \text{ m}$$

Cálculo da resistência sem armaduras específicas segundo o EC2 §6.4.4

$$v_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] = 702,00 \text{ kN/m}^2$$

Considerando um perímetro crítico de 4,64 e uma altura útil de 0,21, chega-se a $V_{Rd}=684 \text{ kN}$

O maior valor de esforço atuante, afetado de um fator de excentricidade de carga $\beta=1,15$ (valor retirado do EC8 Figura 6.21N) encontrado no modelo tridimensional foi de 496 kN.

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{496}{684} = 0,71$$

Conforme referido, ainda que a resistência seja verificada sem armaduras específicas de punçoamento, propõe-se a utilização de estribos conforme pormenor presente nas peças desenhadas de armaduras de laje.

2.2.2. Comportamento em Serviço

O controlo da deformação vertical foi feito com base num modelo equivalente ao definido anteriormente nos quais se avaliaram deformações elásticas expetáveis, para a combinação de ações quase-permanentes.

Os valores de deformação a longo prazo foram calculados com base no método dos coeficientes globais tendo sido usada para as zonas correntes uma avaliação para estimativa a longo prazo multiplicando, aproximadamente, aquele valor por $K_t=5.0$.

Todos os elementos verificam, com uma reserva significativa, o limite da relação deformação/vão = $L/250$ preconizado pelo EC2 para a combinação quase permanente de ações.

O máximo valor encontrado situa-se, no caso das lajes fungiformes dos pisos superiores com 0,25m de espessura, $RCP=4kN/m^2$ e $SC=3kN/m^2$, na ordem dos 3.1mm o que corresponde a uma relação máxima deformação/vão de $0,0031/6=0,0005$. Tendo em conta a fluência e a fendilhação ficamos a longo prazo com uma deformação de $0,0171 < 0,024$ ($l/250$), que não ultrapassa as indicações regulamentares.

Na figura IV-8 apresenta-se a distribuição das deformações elásticas da laje do piso 2.

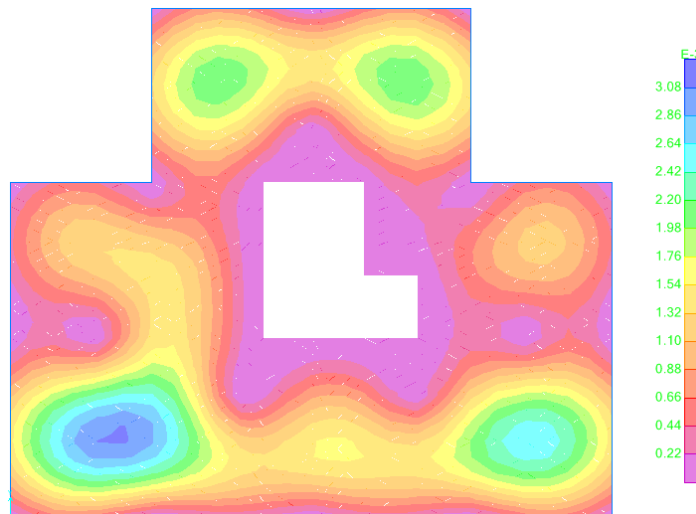


Figura IV-8 – Deformação elástica para o carregamento quase-permanente [mm]

2.2.3. Escadas

As escadas não foram modeladas tridimensionalmente e foram por isso dimensionadas com base em modelos simples. A espessura dos lances de escadas é de 0.20m. Apresenta-se aqui o dimensionamento do lance de escada mais condicionante que vence um vão de 4.15m. O modelo de cálculo utilizado foi o seguinte:

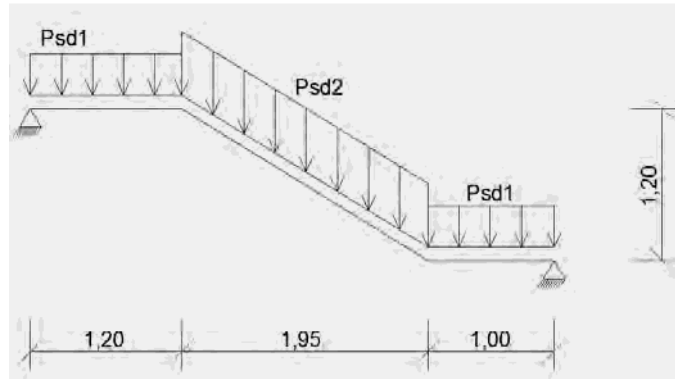


Figura IV-9 – Modelo de cálculo da escada

Devido ao acréscimo dos degraus e à inclinação do lance atingimos um valor de $Psd1=15\text{kN/m}^2$ e $Psd2=19\text{kN/m}^2$.

Quantificam-se agora os valores dos esforços condicionantes para a combinação em que a sobrecarga é a ação variável base:

MEd+	39 kNm/m
Ved	36 kN/m

Foi então adotada uma armadura longitudinal inferior de $\Phi 10//0.15$ ($5,24\text{cm}^2/\text{m}$) correspondente a um momento fletor resistente $Mrd+=46\text{ kNm/m}$.

Quanto ao esforço transversal verificou-se que a laje de espessura 0,20m sem reforços transversais tem por si só uma resistência de 160kN/m, valor muito superior ao esforço atuante.

2.3. Vigas

Nas vigas deve ser garantida a resistência à flexão para a situação mais desfavorável entre os efeitos das diferentes combinações de ações, em particular, a das ações verticais e sísmicas.

2.3.1. Vigas Correntes

Apresenta-se, a título de exemplo, o dimensionamento de uma viga de betão armado da estrutura. Foi considerada uma viga de bordadura do piso 2, alinhamento C, com uma secção transversal de 0,25mx0,70m.

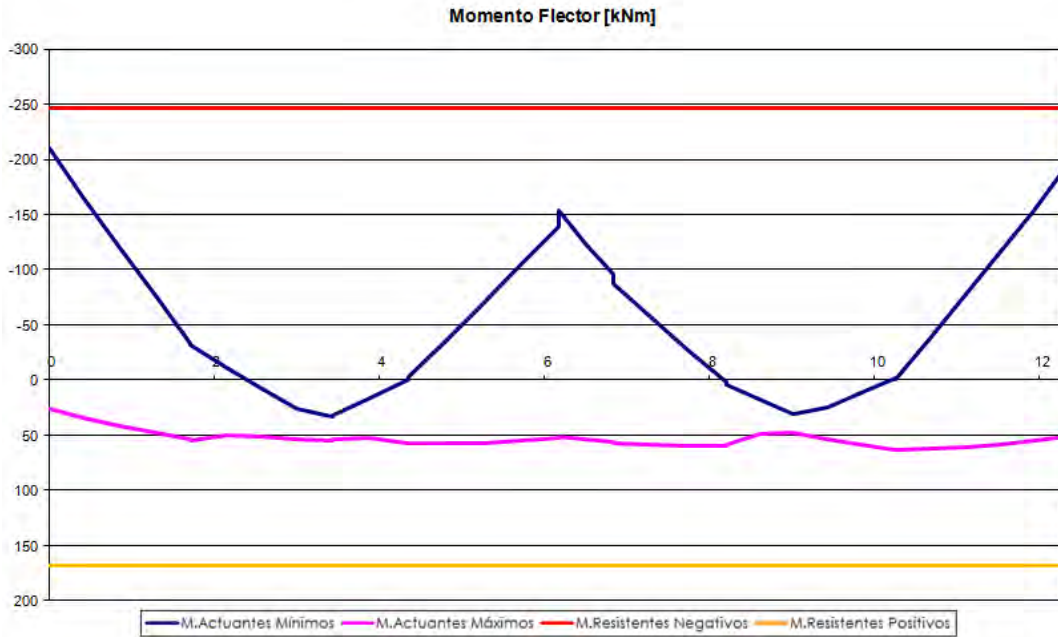


Figura IV-10 – Envolvente de momentos flectores em Estado Limite Último para as combinações de ações verticais e horizontais na viga de bordadura piso 2 (0.25x0.70m)

O quadro seguinte resume a avaliação de resistência à flexão das secções para as armaduras na viga de bordadura considerada:

Quadro IV-3 – Esforços de cálculo resistentes para uma viga de bordadura do piso 2 (0.25x0.70m)

Descrição	As	As [cm ²]	d [m]	b [m]	ω [-]	μ [-]	Mrd [kN.m]
As inferior Armadura corrida	2 Φ 20	6.28	0.65	0.25	0.10	0.09	166.8
As superior Armadura corrida	3 Φ 20	9.42	0.65	0.25	0.15	0.14	242.1

O princípio de dimensionamento da armadura transversal é o indicado no Quadro IV-4.

Para além da função resistente ao esforço transversal, os estribos junto aos nós têm as funções de cintagem e de assegurar as características de ductilidade exigidas pelas recomendações de pormenorização sísmica, para a classe de ductilidade prevista no projeto.

Neste caso, obtêm-se os seguintes valores para V_{Ed} , considerando a formulação preconizada pelo EC8 no contexto do Capacity Design:

Viga 25 x 70

$$V_{Ed} = \frac{M_{Rd}^+ + M_{Rd}^-}{l_{cr}} \times Y_{Rd} + V_{g+\psi_2q} = \frac{209,7 + 194,1}{3,1} \times 1,0 + 106,3 = 236,3 \text{ kN}$$

Este valor de cálculo espelha a garantia de que a rotura da viga será por mecanismo de flexão e não de esforço transversal. Para isso a formulação baseia-se nos máximos de esforço transversal obtido no hipotético desenvolvimento dos valores resistentes de flexão.

O cálculo das armaduras é efetuado adotando-se $\theta=30^\circ$.

Quadro IV-4 – Cálculo para o esforço transversal de uma viga de bordadura do piso 2 (0.25x0.70m)

V_{Ed} [kN]	d [m]	b_w [m]	n ramos [-]	F_{cd} [MPa]	F_{syd} [MPa]	θ [rad]
236	0.65	0.25	2	20	435	0.5236

$A_{s/s}$ [cm ² /m]	$A_{s,susp}$ [cm ² /m]	$A_{s,tot}$ [cm ² /m]	ρ [-]	$A_{s,min}$ [cm ² /m]	$A_{s,final}$ [cm ² /m]	$A_{s/ramo}$ [cm ² /m]
5.36	0.00	5.36	0.08	2.00	5.36	2.68

σ_c bielas [MPa]	$0.6 f_{cd}$ [MPa]	Verif.? [s/n]
3.73	12.0	sim

A_s	$A_{s/ramo}$ [cm ² /m]	V_{rd} [kNm]
Φ8//0.15	3.33	293.8

Refira-se que a distribuição dos estribos junto aos nós seguiu as regras estipuladas nas Especificações Técnicas do EC8, como se mostra nas peças desenhadas constantes no capítulo VI (desenho 7).

2.3.2. Vigas Pré-esforçadas

Concepção estrutural

A estrutura do edifício baseou-se, conforme já referido, numa malha de elementos estruturais nos pisos superiores que sofre de uma forma generalizada uma transição nos pisos 0 e 1, estando apoiada num número reduzido de elementos estruturais ao nível da cave.

Esta estrutura de transição baseia-se em vigas de betão armado pré-esforçado, em geral com secções de 0,70mx1,00m ou 1,00mx1,00m, localizadas nos alinhamentos C (Figura IV-11), E e G.

Dimensionamento – Eixo C

Abaixo indica-se, um excerto da peça desenhada referente à transição do piso 1 eixo C, onde o traçado de pré-esforço permite perceber que a transição e o suporte dos carregamentos na viga se equilibram em dois vãos com continuidade no apoio central. Sendo que no eixo C o pré-esforço é aplicado nos pisos 0 e 1, o carregamento superior distribuído pelos dois pisos (Figura IV-12).

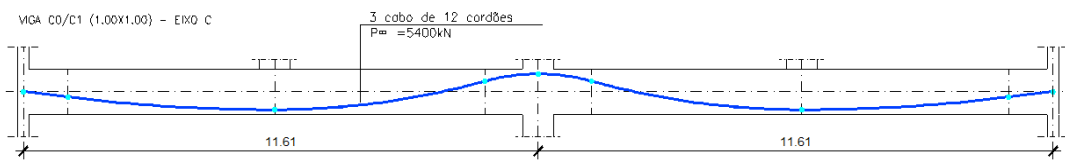


Figura IV-11 – Alçado da viga pré-esforçada de transição – Alinh. C, pisos 0 e 1

O pré-esforço foi modelado no modelo global com recurso a elementos finitos de tendão, sendo as cargas equivalentes determinada pelo programa. Abaixo, uma imagem em alçado do modelo no eixo C, mostra a modelação das vigas pré-esforçadas neste alinhamento:

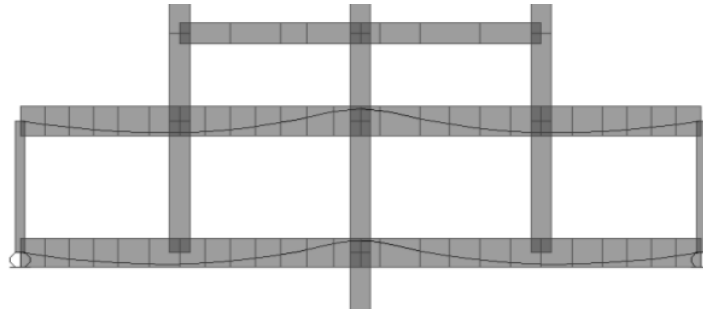


Figura IV-12 – Modelo Global – Pormenor da viga pré-esforçada de transição – Alinh. C, pisos 0 e 1

As vigas em questão vencem vãos de 11,6m e foram definidas com 3 cabos de 12 cordões, com uma força a tempo infinito de 5400kN, que se reflete numa tensão axial de compressão de 5,4MPa.

Deformação em serviço

O pré-esforço foi definido de forma a anular o carregamento permanente assegurando para uma combinação de serviço quase permanente um bom comportamento.

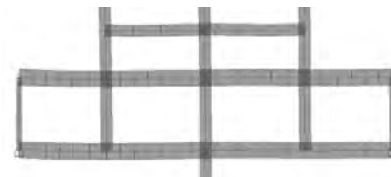
A deformação quase-permanente sem pré-esforço é, em termos elásticos, $\delta_{qp}^{el}=8\text{mm}$ que corresponde a prazo, contabilizando fluência e fendilhação, aproximadamente $\delta_{qp}\approx 40\text{mm}$. O pré-esforço instalado reduz a deformação elástica para a combinação quase-permanente a $\delta_{qp+PE}^{el}=3\text{mm}$, representando a prazo $\delta_{qp+PE}^{el}=11\text{mm}$, representando, aproximadamente, $L/1000$ do vão.



Comb. quase permanente sem PE



Pré-esforço (PE)



Comb. quase permanente, incluindo PE

Figura IV-13 – Deformação, Alinhamento C, pisos 0 e 1

Estado limite ultimo

Em termos de Estado Limite Último, refira-se que na análise das vigas pré-esforçadas se considerou pré-esforço do lado da acção. Apresentam-se abaixo, para a viga do eixo C, Piso 1, os diagramas de esforços da combinação condicionante, com a sobrecarga como variável base:

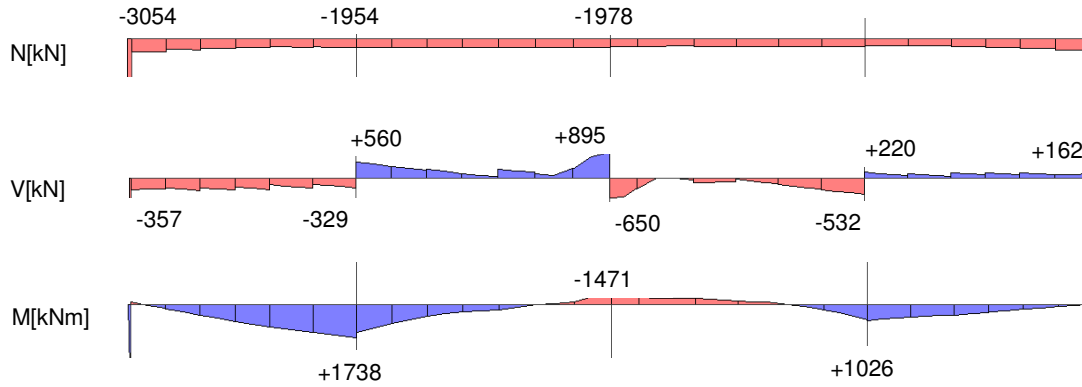


Figura IV-14 – Diagramas de esforços – Alinhamento C, piso 1

O diagrama de esforço axial mostra que a força axial de compressão do pré-esforço ($P_{\infty}=5400\text{kN}$) é transmitida de forma significativa à laje do piso.

Quanto ao esforço transversal, é possível perceber a efectiva transmissão do esforço axial dos pilares superiores. No total, estes pilares interrompidos representam um carregamento de $\approx 1200\text{kN}$ no eixo 3 (esquerda) e ≈ 1000 no eixo 7 (direita), que são equilibrados em conjunto pelos pisos 0 e 1.

Para o nível de esforços de flexão composta encontrados, a armadura de pré-esforço mostra-se por si só suficiente para garantir a resistência.

Para a secção mais desfavorável, que é o $\frac{1}{2}$ vão do primeiro tramo, encontra-se uma força de tracção inferior de 1170kN ($M/z-N/2$).

Como resistência, poderemos considerar que os 36 cordões de pré-esforço, com uma área de $1,5\text{cm}^2 \times 36=54\text{cm}^2$, ainda que tensionados, têm uma folga de aproximadamente 400MPa , para além da força aplicada. Teremos assim uma força resistente de 2160kN , que garante a resistência sem necessidade de contabilização de armadura ordinária.

Todas as vigas de transição foram alvo de estudo e dimensionamento, estando os traçados presentes nas peças desenhadas constantes no capítulo VI (desenho 6).

Faseamento da aplicação de pré-esforço

As vigas pré-esforçadas têm em geral, neste edifício, uma função de transição de carga entre alinhamentos de pilares superiores e as paredes dos pisos inferiores. Desta forma, a aplicação de pré-esforço terá em alguns casos de ser faseada, para garantia de que após a construção e tensionamento de uma determinada viga, não são criadas tensões/deformações excessivas em sentido inverso ao seu comportamento corrente.

Ainda que não tenha sido feita uma análise intensiva do processo construtivo, apresenta-se na tabela abaixo um resumo das condições de cada viga pré-esforçada e uma proposta preliminar de faseamento do seu tensionamento. O faseamento proposto baseia-se num método simplificado de proporção dos carregamentos, que teria claro esta de ser detalhado numa fase de execução efetiva.

Quadro IV-5 – Faseamento do Pré-esforço

Eixo	Piso	b	h	Vãos	Transição	Pré-Esforço	P [∞]	Faseamento do Pré-esforço		
								Inicial	Pe fase 2 (Após Piso 3)	Puxe após piso #
C	0	1.00	1.00	11,6/11,6	Sim	3x 12c	5400	2x 12c	1x 12c	3
C	1	1.00	1.00		Sim	3x 12c	5400	1x 12c	2x 12c	4
E	0	1.12	1.00	9,8/3,6	Não	3x 12c	5400	2x 12c	1x 12c	3
E	1	1.12	1.00	9,8/3,6	Sim	2x 7c	2100	2x 7c	2x 7c	-
G01	1	0.70	1.00	9.8	Sim	2x 7c	2100	2x 7c	2x 7c	-
G02	1	0.70	1.00	7.1	Sim	2x 7c	2100	2x 7c	2x 7c	-
H	0	7.00	1.00	8,9/6,8/7,5	Não	2x 7c	2100	2x 7c	-	-

2.4. Pilares e Paredes

O dimensionamento dos pilares foi efetuado com base na verificação da segurança ao Estado Limite Último relativo à combinação fundamental para a sobrecarga e para as combinações sísmicas.

A verificação de segurança seguiu o preconizado para elementos à flexão desviada composta, através da expressão:

$$\left(\frac{M_{Ed,x}(N)}{M_{Rd,x}(N)}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{Ed,y}(N)}{M_{Rd,y}(N)}\right)^\alpha \leq 1,0$$

O parâmetro α indicado depende do nível de esforço axial atuante na secção, e toma os valores apresentados no gráfico da figura seguinte:

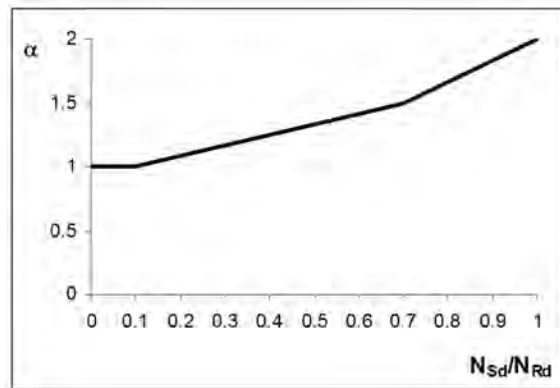


Figura IV-15 – Parâmetro de interação da flexão desviada

Esta formulação está definida no Eurocódigo 2, art.5.8.9. Como preconizado pelo EC8, a capacidade resistente ao esforço transversal deve ser, aplicando o capacity design, a que resulta da consideração dos momentos resistentes nas extremidades dos pilares com reforço de cintagem junto aos nós para garantir o nível de ductilidade requerida no projeto global. Esta medida é essencial ao bom comportamento destes elementos para as solicitações que requerem ductilidade no comportamento estrutural, nomeadamente: deformações impostas e a ação sísmica. Justifica-se assim, que a cintagem nos nós e nas zonas adjacentes a estes seja menos espaçada (como disposto na pormenorização tipo dos pilares, desenho 7 – cap. VI).

Seguidamente apresentam-se os diagramas de interação calculados para os pilares com secções de 0.25m x 0.70m, 0.25m x 1.12m e 0.70m x 0.70m, respetivamente, nas direções X e Y. Os diagramas resistentes correspondem a uma área de armadura longitudinal de aproximadamente 1,5% da área da secção do pilar, o que demonstra que as secções estão bem dimensionadas para a estrutura em causa.

Diagrama de Interação N-Mx

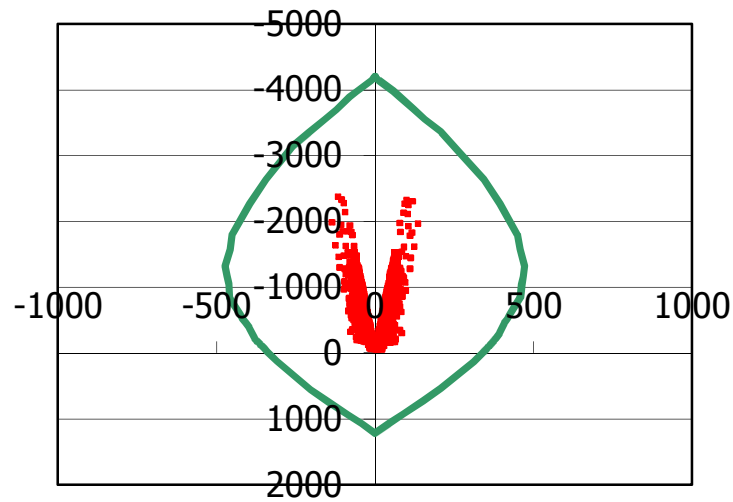


Figura IV-16 – Diagrama de interação N-Mx em Estado Limite Último para pilares com secção 0.25x0.70m

Diagrama de Interação N-My

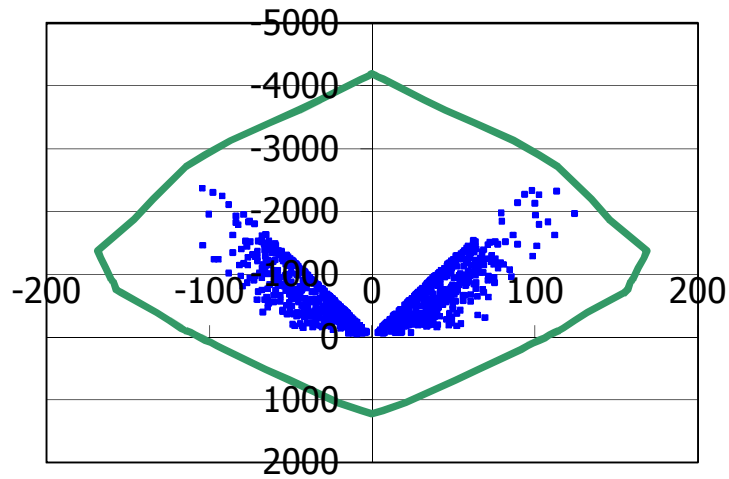


Figura IV-17 – Diagrama de interação N-My com esforços em Estado Limite Último para pilares com secção 0.25x0.70m

Diagrama de Interação N-Mx

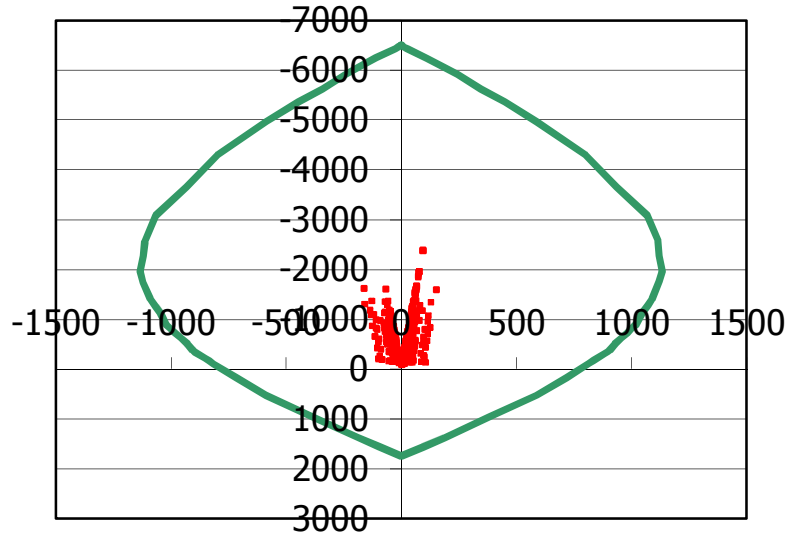


Figura IV-18 – Diagrama de interação N-Mx com esforços em Estado Limite Último para pilares com secção 0.25x1.12m

Diagrama de Interação N-My

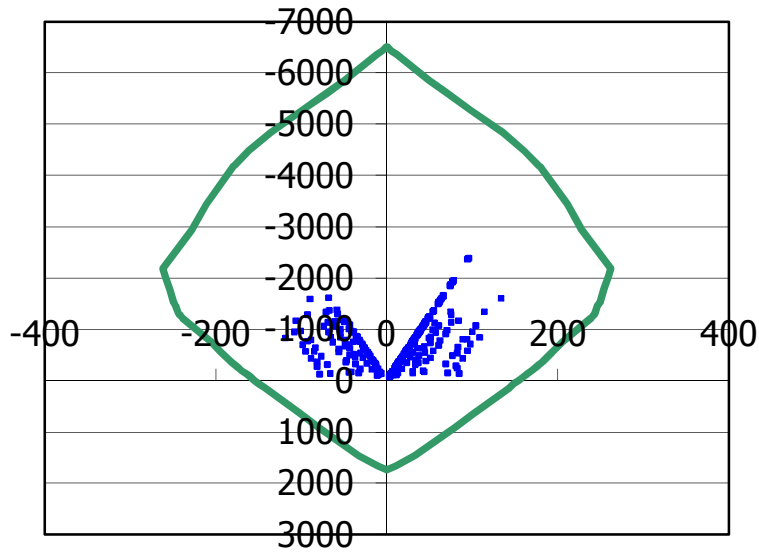


Figura IV-19 – Diagrama de interação N-My com esforços em Estado Limite Último para pilares com secção 0.25x1.12m

Diagrama de Interacção N-Mx

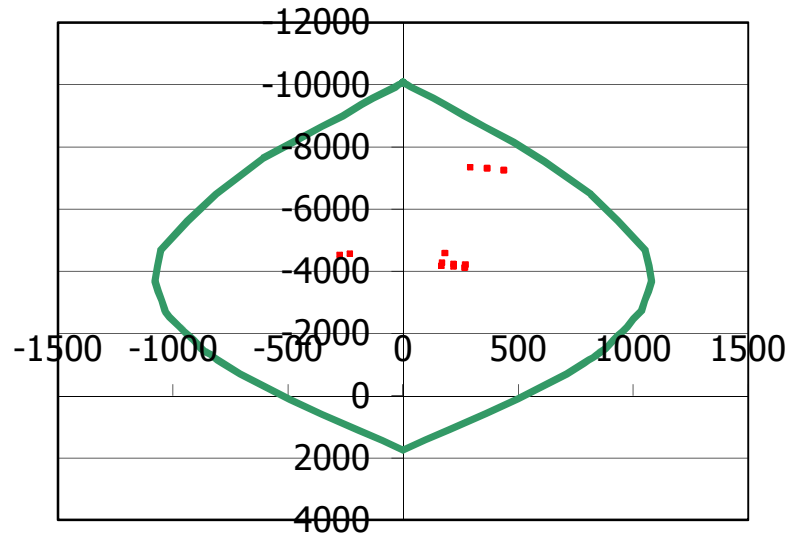


Figura IV-20 – Diagrama de interacção N-Mx com esforços em Estado Limite Último para pilares com secção 0.70x0.70m

Diagrama de Interacção N-My

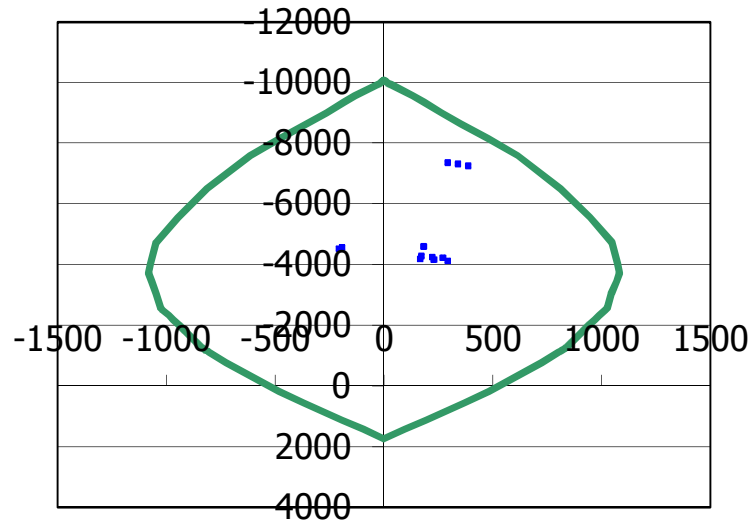


Figura IV-21 – Diagrama de interacção N-My com esforços em Estado Limite Último para pilares com secção 0.70x0.70m

Os pilares 0,25mx0,70m e 0,25mx1,12m são interrompidos nos pisos de transição, enquanto que o pilar 0,70mx0,70m fracamente armado, existe apenas no piso 0 onde a ação sísmica se mostra já não significativa.

A resistência ao esforço transversal foi verificada para os pilares. O valor de V_{ed} é calculado segundo o estipulado no EC2, através da seguinte expressão:

$$V_{Ed} = 2 \times \frac{M_{Rdmax}}{l_{cr}} \times 1,1$$

Resume-se, no quadro seguinte, a verificação da segurança:

Quadro IV-6 – Esforço transversal resistente e atuante para um pilar de secção 0.70mx0.70m

h [m]	Z [m]	q [°]	f _{yd} [Mpa]	Φ [mm]	s [m]	asw/s [cm ²]	nºramos	As [cm ²]
0.70	0.59	30	435	10	0.15	5.24	4	20.94

Capacity Design (EC8)			
V _{rd} [kN]	M _{sd} máx [kNm]	h [m]	V _{sd} Cap. Design [kN]
785	1050	3.00	770

De acordo com o cálculo anterior, apresenta-se na figura IV-20, a pormenorização correspondente ao pilar 0,70mx0,70m.

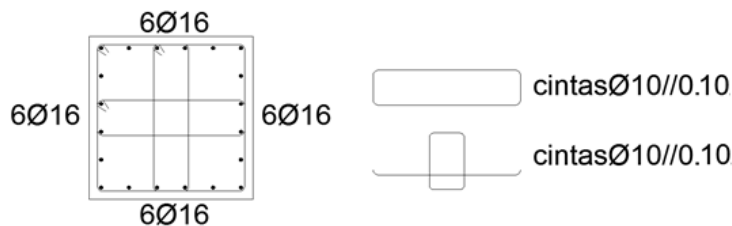


Figura IV-22 – Disposição de armaduras para a resistência ao esforço transversal de acordo com as exigências de ductilidade média

Junto aos nós dos pórticos, as armaduras transversais foram espaçadas a 0.15m, de forma a cumprir os requisitos e disposições de cintagem definidas pelo EC8. A formulação utilizada é assim a seguinte:

$$\alpha \times \omega_{wd} \geq 30\mu_{\phi} \times v_d \times \epsilon_{sys} \times \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

Em que:

- α - fator de eficácia do confinamento em planta e em alçado
- ω_{wd} - percentagem mecânica de armadura de cintagem ($\omega_{wd} > 0,08$)
- μ - fator de ductilidade em curvatura, considerado conservativamente como 3, valor referente a estruturas em parede
- u - Esforço axial normalizado para ação base sismo, considerado 0.4
- ϵ_{syd} - Extensão de cedência das armaduras, considerada 2.18‰
- b_c/b_0 - Relação entre a largura da secção e a largura da secção confinada

Desta forma, obtém-se uma exigência de cintagem de:

$$\alpha \times \omega_{wd} \geq 0.063$$

Quanto ao fator α , referente à relação do volume de betão confinado face ao betão do pilar, o mesmo melhora diretamente com a diminuição do espaçamento das armaduras em alçado e em planta, conforme é ilustrado na figura seguinte:

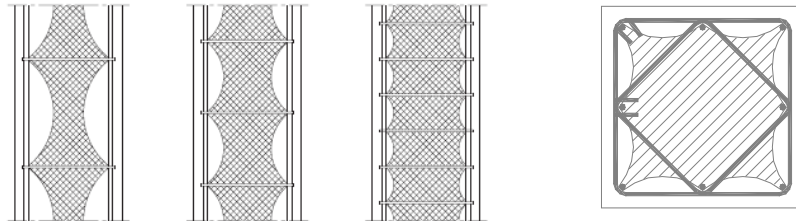


Figura IV-23 – Esquema da redução do volume de betão confinado em função dos espaçamentos das armaduras transversais

Para o pilar de secção 0.70mX0.70m definido anteriormente obtém-se os seguintes valores de cálculo:

Percentagem mecânica de armaduras de cintagem:

$$\omega_{wd} = \frac{V_{armaduras}}{V_{betão\ confinado}} = \frac{10.48}{0,65 \times 0,65} \times \frac{435}{20} = 0,54$$

Redução em alçado para secções retangulares (pilares circulares $\alpha_s=1$):

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2b_0}\right) \times \left(1 - \frac{s}{2h_0}\right) = \left(1 - \frac{0,15}{2 \times 0,65}\right) \times \left(1 - \frac{0,15}{2 \times 0,65}\right) = 0,78$$

s – Espaçamento das armaduras transversais

b_0 – Largura/diâmetro da secção

Redução em planta do volume confinado:

$$\alpha_n = 1 - \frac{n \times b_i^2}{6 \times b_0 \times h_0} = 1 - \frac{20 \times 0,12^2}{6 \times 0,65 \times 0,65} = 0,89$$

n – n.º de armaduras longitudinais devidamente amarradas pelas armaduras transversais

b_0 – Largura/diâmetro da secção

b_i – Espaçamento das armaduras longitudinais efetivamente cintadas

Desta forma obtém-se finalmente:

$$\alpha \times \omega_{wd} = 0,54 \times 0,78 \times 0,89 = 0,375 \geq 0,063$$

Estas disposições de cintagem serão seguidas em todos os pilares do edifício.

Seguindo os critérios do EC2 5.8, os efeitos de segunda ordem mostram-se desprezáveis para a maioria dos elementos verticais, sempre que o nível de compressão é baixo. Por outro lado, nos pilares entre os pisos -1 e 1, o nível de compressão axial atinge $v=0.9$ o que potencia a importância das excentricidades.

Os critérios simplificados para efeitos de segunda ordem são:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

Em que:

A = $1/(1+0,2\varphi_{ef})$ (se φ_{ef} não é conhecido, poderá utilizar-se $A=0,7$);

B = $\sqrt{1 + 2\omega}$ (se ω não é conhecido, poderá utilizar-se $B=1,1$);

C = $1,7 \cdot r_m$ (se r_m não é conhecido, poderá utilizar-se $C=0,7$);

- φ_{ef} Coeficiente de fluência efectivo; ver EC8 §5.8.4 ;
 ω = $A_s f_{yd} / (A_c f_{cd})$; taxa mecânica de armadura;
 A_s Área total da secção das armaduras longitudinais;
 n = $N_{Ed} / (A_c f_{cd})$; esforço normal reduzido;
 r_m = M_{01} / M_{02} ; razão de momentos;
 M_{01}, M_{02} momentos de primeira ordem nas extremidades, $|M_{02}| \geq |M_{01}|$.

Aplicando a formulação acima, encontrou-se conservativamente uma excentricidade acrescida de 0.04m, que foi aplicada com valor constante a todos os pilares.

Posto isto, os efeitos de segunda ordem têm relevante impacto em elementos com ível de carregamento elevado, como é o caso do pilar de 0,70mx0,70m existentes apenas na Cave com função de suporte de todo o alinhamento superior.

Relativamente ao dimensionamento de paredes resistentes, foram à semelhança dos pilares feitos com base nos resultados de esforços da modelação global 3D. Em particular salienta-se ainda que foram seguidas as especificações do EC8, nomeadamente em termos de aplicação do Capacity Design e de cintagem.

Abaixo apresenta-se o dimensionamento do núcleo central de acesso, formado por um conjunto de paredes estruturais. Este elemento foi modelado de forma global tendo sido obtido como ação máxima atuante a seguinte combinação:

$$N=-12537\text{kN} \quad M_x=10944\text{kNm} \quad M_y=17185\text{kNm}$$

Apresenta-se assim a geometria do núcleo, permitindo entender a configuração de paredes estruturais:

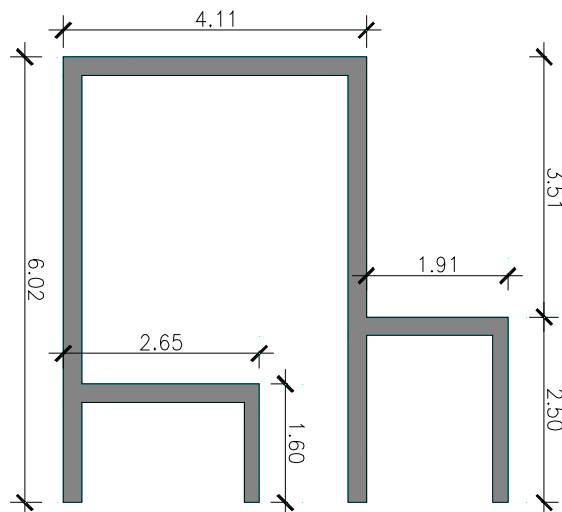


Figura IV-24 – Geometria do núcleo de acessos

Conforme é visível a resistência/rigidez na direção horizontal (X) é devida a 3 paredes tendo uma delas uma dimensão de 4.11m e as restantes, menores, de 2.16m e 2.65m. Na direção vertical Y, o núcleo apresenta uma maior rigidez/resistência, devido a 2 paredes de grande dimensões 6.02m X 0.25m e ainda 2 paredes menores de 1.60m e 2.5m.

Para o dimensionamento os esforços de compressão foram distribuídos de forma diretamente proporcional à área das diferentes paredes. No caso dos momentos fletores a distribuição entre elementos fez-se com base na proporção das suas inércias.

A título exemplificativo, apresenta-se abaixo um excerto da pormenorização do núcleo que pode ser encontrada nas peças desenhadas. O desenho é referente à parede mais tardoz do núcleo com dimensões 0.25m X 4.11m.

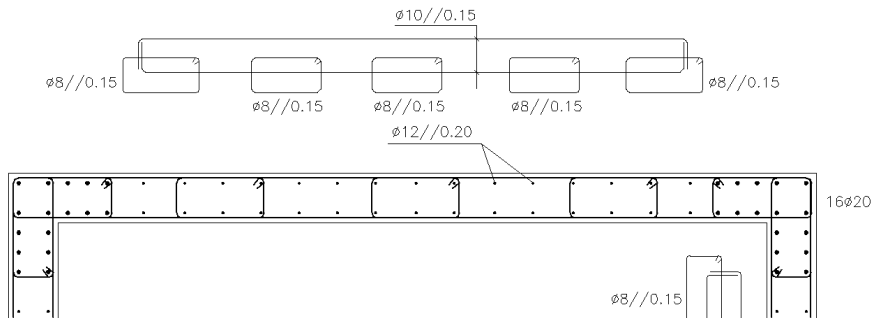


Figura IV-25 – Esquema de uma parede 0.25m X 4.11m, pertencente ao núcleo das escadas

Os pilares fictícios nos cantos são mobilizados tanto pela parede da direção X, com 4.11m de comprimento, como pelas paredes da direção vertical Y com comprimentos de 6.02m.

Desta forma, contabilizando a compressão e a tração devida à flexão em cada uma das direções (M/z), chegou-se a uma força total de tração máxima nos pilares fictícios de 2030kN. Para equilibrar esta força foram colocados 16 $\phi 20$ a que correspondem 50.2cm² de armadura e uma resistência de 2185kN.

Quadro IV-7 – Calculo da resistência ao esforço normal e ao momento das paredes
0.25m x 6.02m e 0.25 x 4.11m

Parede	b [m]	h [m]	A [m ²]	I [m ⁴]	M [kNm]	μ	N [kN]	M/z-N/2 [kN]	As [cm ²]
Vertical	0,25	6,02	1,5	4,5	8221	0,05	904	559	13
Horizontal	0,25	4,11	1,0	1,4	7744	0,10	617	1471	34
Σ								2030	47

Cálculos semelhantes foram efetuados para cada um dos cantos do núcleo e para as restantes paredes do edifício.

A verificação da resistência ao esforço transverso para as paredes resistentes de 0.25mx4.10m está resumida nas tabelas seguintes. O valor de V_{sd} foi calculado segundo o estipulado no EC8 para o caso das paredes resistentes, através da seguinte expressão: $V_{Ed_{cap.design}} = 1.5 \times V_{sd}$

Quadro IV-8 – Calculo da resistência ao esforço transverso da parede de dimensões 0.25m X 4.11m

h [m]	Z [m]	q [°]	f_{yd} [Mpa]	Φ [mm]	s [m]	asw/s [cm ²]	n ^o ramos	As [cm ²]
4.10	3.65	30	435	10	0.15	5.24	2	10.47

Capacity Design (EC8)			
V_{rd} [kN]	M_{sd} máx [kNm]	h [m]	V_{sd} Cap. Design [kN]
2876	1860	3.00	1507

A cintagem das zonas de extremidade das paredes seguiu as disposições definidas para a cintagem de pilares.

2.5. Fundações

Conforme já foi referido no ponto 1 do Capítulo III, as fundações são diretas por sapatas de betão armado, construídas sobre o maciço existente, por indicação do relatório geológico e geotécnico, o qual refere que o solo pertence a uma unidade litostratigráfica de grande resistência mecânica, as “*Argilas e Calcários dos Prazeres*” [3].

Nesta conformidade adotou-se uma tensão admissível de 300kN/m^2 , a qual vem ao encontro do preconizado no referido estudo [3]. Para a comparação com σ_{solo} foi multiplicado o 300 por 1,4 pois as ações estão majoradas, ficando com 420kN/m^2 .

Com base neste valor e num plano de cargas criteriosamente definido com base nas combinações de ações com variável base sobrecarga e associadas aos sismos 1 e sismo 2, definiu-se a solução apresentada nos desenhos próprios, depois de se ter adotado algumas simplificações no sentido de racionalizar a solução global.

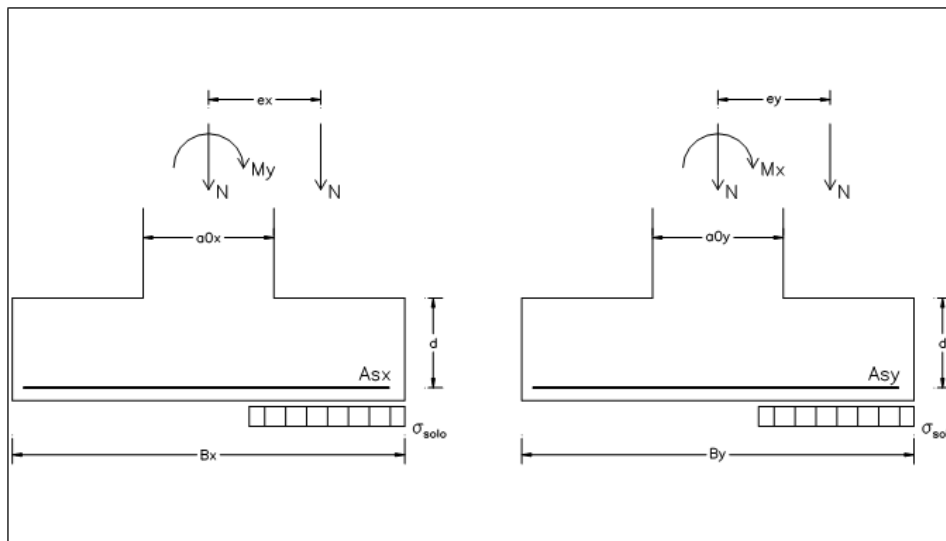


Figura IV-26 – Esquema do tipo de sapatas centradas

De acordo com os esforços retirados do modelo foram obtidas as seguintes dimensões para as fundações:

Quadro IV-9 – Dimensões das fundações e armaduras respetivas

Elemento	Bx [m]	By [m]	h [m]	σ_{solo} [kPa]	Asx [cm ² /m]	Asy [cm ² /m]	Armadura Resistente	As [cm ² /m]
S1	3,50	3,50	0,80	280,39	12,02	10,86	#Ø16//0,15	13,40
S2	5,00	5,00	1,20	395,35	10,46	10,46	#Ø16//0,15	13,40
S3	2,00	2,00	0,80	406,42	10,34	10,34	#Ø16//0,15	13,40
S4	1,50	7,80	0,80	376,58	7,54	7,54	#Ø16//0,20	10,05

V. REABILITAÇÃO VERSUS CONSTRUÇÃO NOVA

A reabilitação de edifícios, por contraposição à construção nova, não pode ser apenas encarada por uma análise comparativa de custos. A reabilitação é um ato de cultura, encontrando-se em causa valores para além dos económicos, a manutenção dos edifícios e preservação dos seus valores patrimoniais e os valores ambientais, os quais se encontram diretamente ligados à preservação ambiental e sua sustentabilidade.

No entanto, no âmbito deste trabalho, não se propõe fazer tal análise. Em alternativa a uma análise custo-benefício, a qual passa pela atribuição de aspetos muito subjetivos e por argumentações pouco pragmáticas, pretende-se identificar as vantagens/desvantagens das duas soluções em termos económicos e estruturais e proceder-se à comparação dos custos de cada intervenção (reabilitação versus demolição/reconstrução), relativamente à parte de construção civil da estrutura.

Considera-se que a reabilitação apresenta várias vantagens económicas, nomeadamente o da redução dos custos de demolição (diminuição de RCD), a redução dos custos com licenças e taxas bem como as concessões de incentivos fiscais, a aprovação mais célere de projetos, a redução dos custos de estaleiro, a redução das perturbações do tráfego urbano e a redução das quantidades de novos materiais. Em alternativa surge a demolição/reconstrução que, não obstante as desvantagens inerentes às vantagens económicas da solução oposta, apresenta grandes benefícios estruturais. Com efeito, a intervenção de reabilitação apresenta, neste caso, um custo mais reduzido, como foi efetivamente constatado, pela comparação dos orçamentos das duas intervenções. O custo da intervenção de reabilitação teve um valor de 390.761,25€ (Anexo 2), enquanto a reconstrução atinge um valor de 798.152,27€ (Anexo 3).

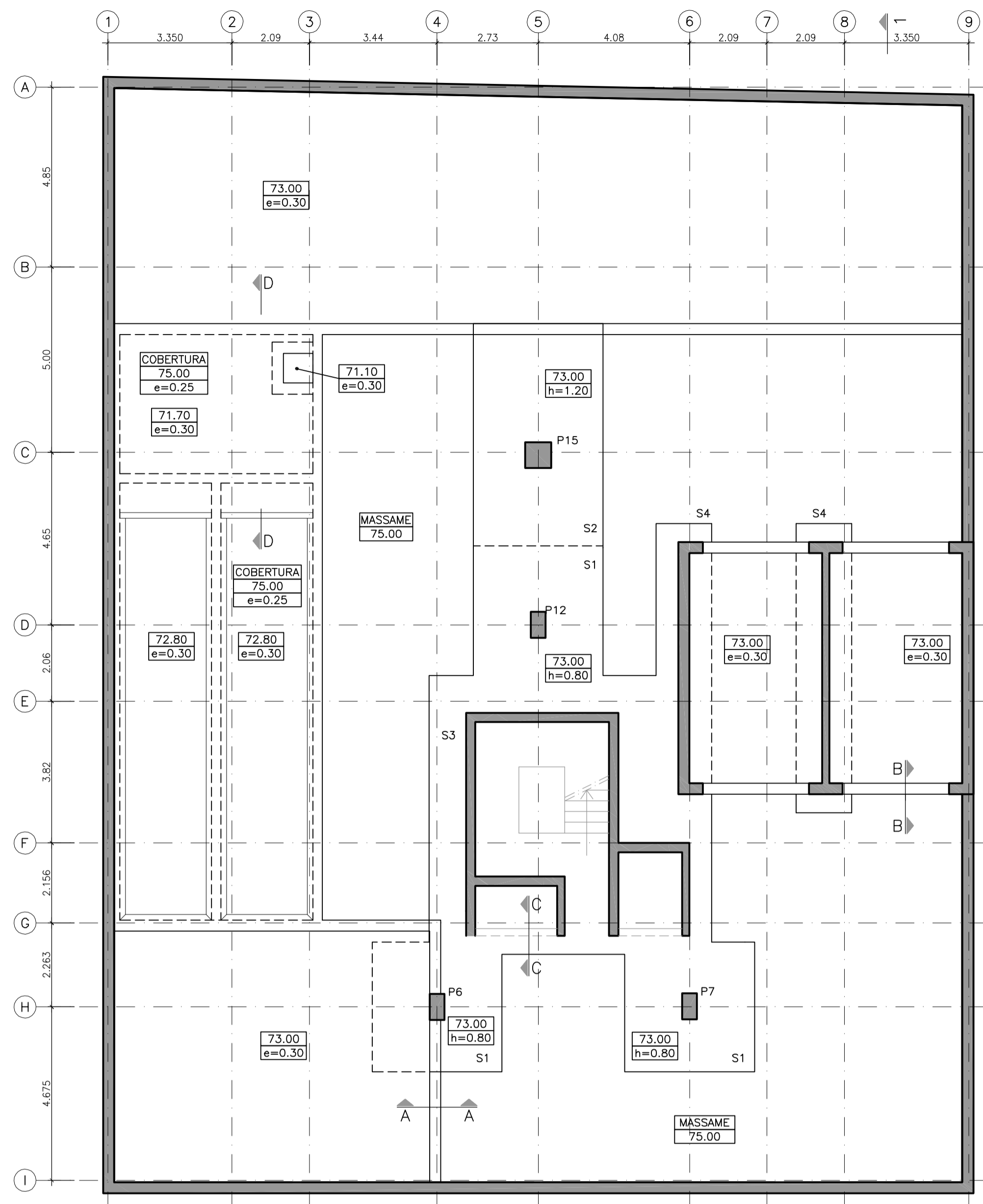
No entanto, salienta-se que não estamos a comparar produtos finais similares. Um edifício reabilitado e um edifício reconstruído têm comportamentos estruturais muito distintos, os quais implicam diferentes garantias de segurança, nomeadamente durante um sismo. O nível de danos para um sismo é muito menor na construção nova. Este comportamento deve-se não só à qualidade das armaduras (as armaduras do edifício original são lisas) proporcionando uma maior ductilidade da estrutura mas também à melhor ligação de todos os elementos estruturais. A nova construção apresenta ainda grandes vantagens estruturais, como são a da durabilidade da estrutura, com betão com maior compacidade e sem qualquer profundidade de carbonatação, em oposição ao

edifício reabilitado. Este apresentava patologias relativas à carbonatação nos elementos estruturais e betão com baixa qualidade no relativo à sua homogeneidade, às suas características de resistência mecânica e com reduzidos recobrimentos. Necessariamente, a obsolescência de uma estrutura reabilitada far-se-á sentir mais rapidamente. Por outro lado a nova construção também permitiu outras funcionalidades, nos pisos de escritórios e no de estacionamento, por maior amplitude de espaço e menor número de condicionantes. A nova construção permitiu uma maior área útil de utilização devido à não existência dos pilares de reforço metálico da solução de reabilitação, que se constituíam como obstáculos à compartimentação e circulação.

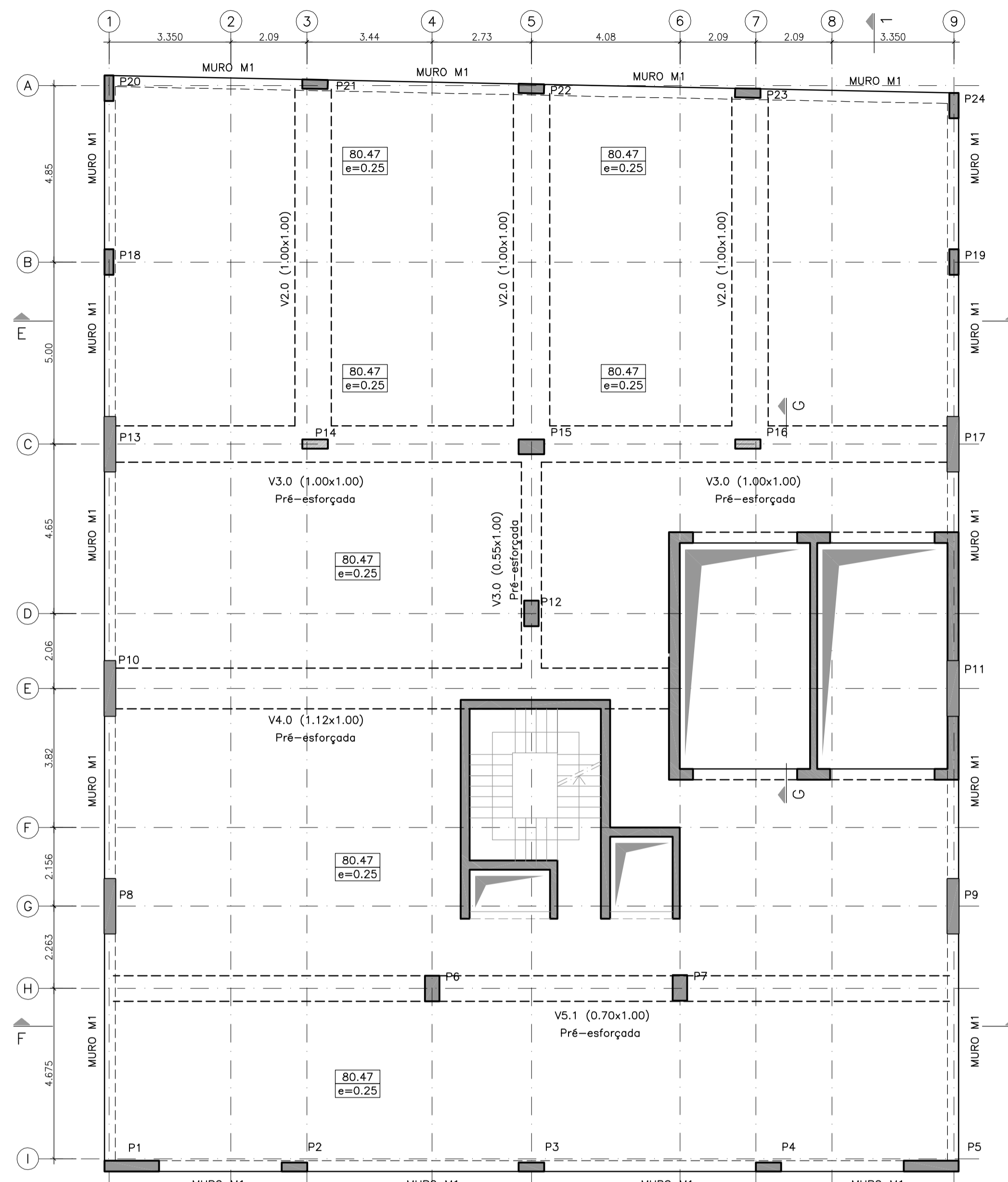
Reabilitar versus construir é uma problemática muito atual, com tendência de incremento por parte da reabilitação e manutenção dos edificados por razões que se prendem, essencialmente, com a crise económica que atravessamos e consequentemente com a escassez de liquidez dos investidores, pelo que as intervenções são normalmente remetidas para as soluções mais económicas.

VI. PEÇAS DESENHADAS

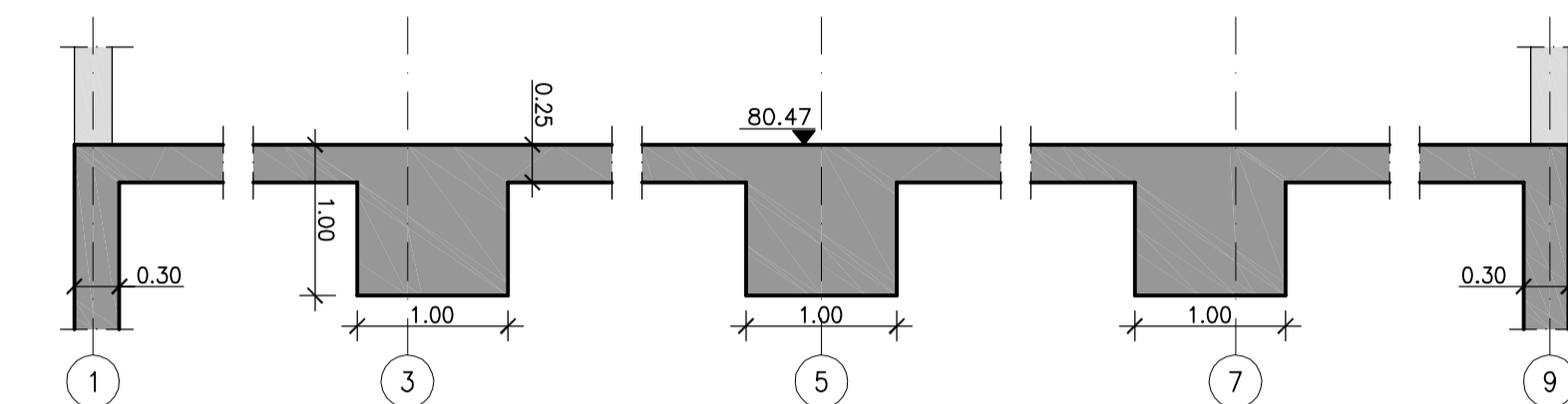
Desenho 1	- Dimensionamento – Planta de Fundações e Planta do Piso 0
Desenho 2	- Dimensionamento – Planta de Piso1 e Planta do Piso 2 a 6
Desenho 3	- Dimensionamento – Planta de Piso 7 e Corte Global
Desenho 4	- Betão Armado – Armadura Laje do Piso 0
Desenho 5	- Betão Armado – Armadura Laje do Piso 1
Desenho 6	- Betão Armado – Armadura Laje do Piso 2 a Cobertura
Desenho 7	- Betão Armado – Pilares, Vigas Correntes, Paredes e Sapatas
Desenho 8	- Betão Armado – Vigas Pré-esforçadas



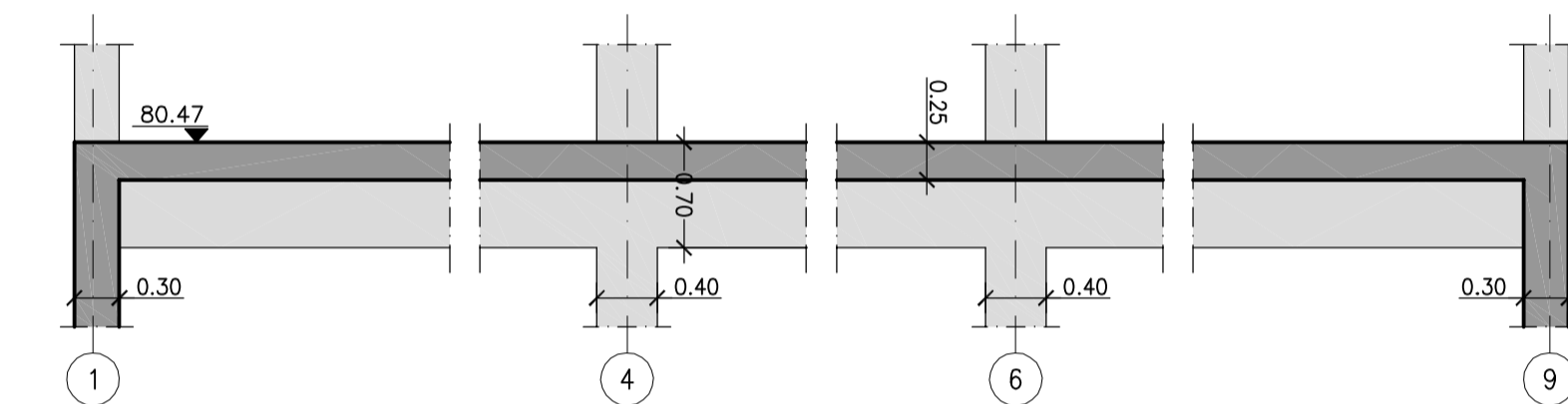
PLANTA DE FUNDAÇÕES
Esc. A1 - 1/100 ; A3 - 1/200



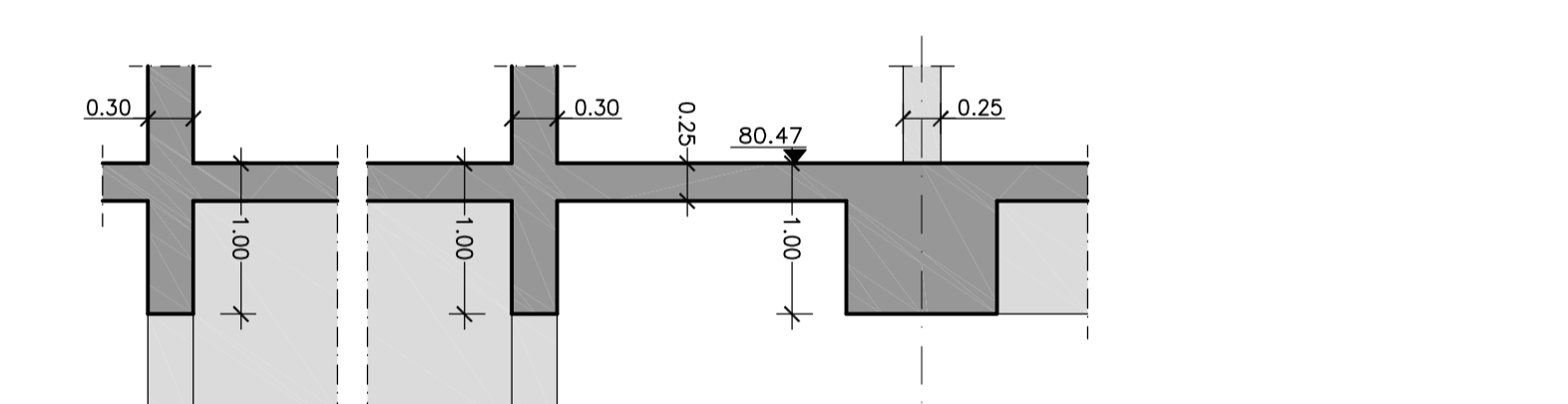
PLANTA DO PISO 0
Esc. A1 - 1/100 ; A3 - 1/200



CORTE E-E
Esc. A1 - 1/50 ; A3 - 1/100

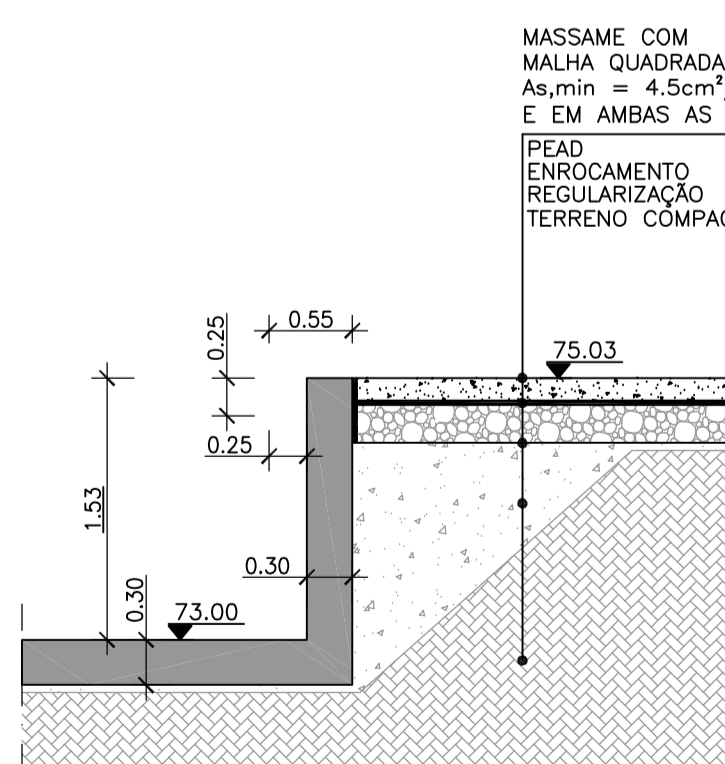


CORTE F-F
Esc. A1 - 1/50 ; A3 - 1/100

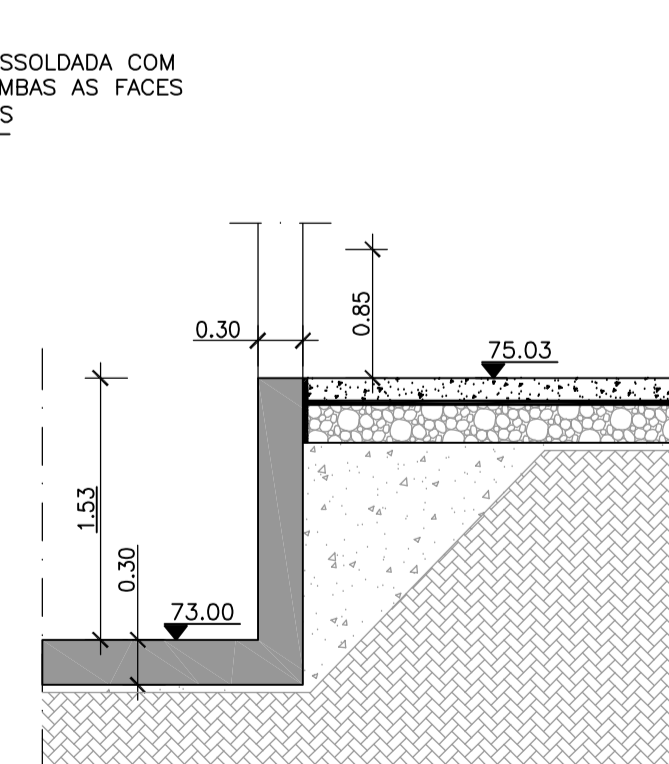


CORTE G-G
Esc. A1 - 1/50 ; A3 - 1/100

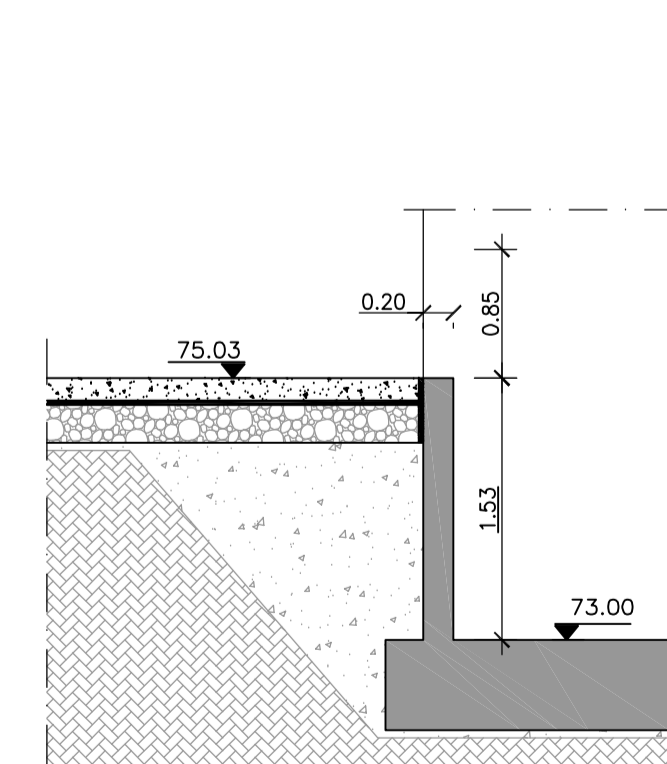
NOTA:
CORTE GLOBAL 1-1 APRESENTADO
NO DESENHO NUMERO 3



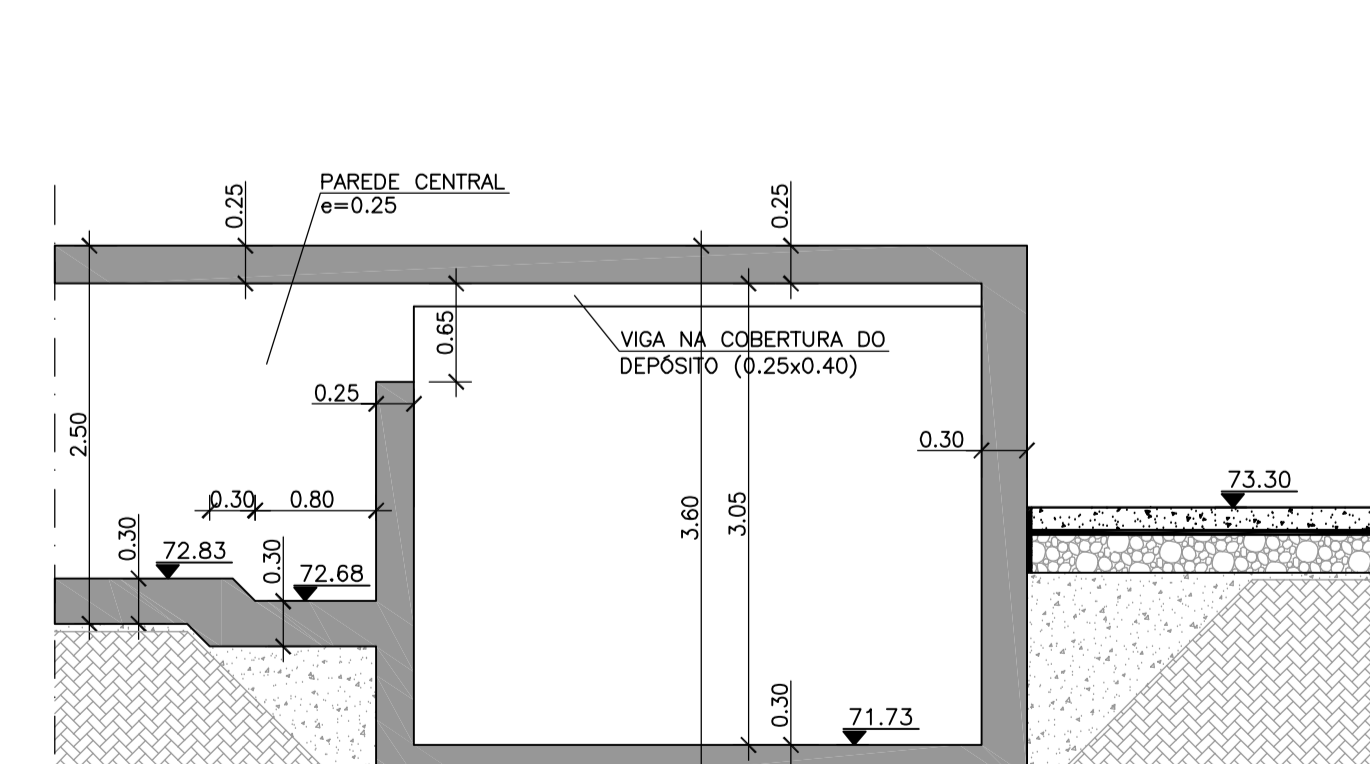
DIMENSIONAMENTO
CORTE A-A
Esc. A1 - 1/50 ; A3 - 1/100



DIMENSIONAMENTO
CORTE B-B
Esc. A1 - 1/50 ; A3 - 1/100



DIMENSIONAMENTO
CORTE C-C
Esc. A1 - 1/50 ; A3 - 1/100



DIMENSIONAMENTO
CORTE D-D
(Muro M2)
Esc. A1 - 1/50 ; A3 - 1/100

QUADRO DE MATERIAIS:

BETÃO

GERAL: C30/37 XC3(P) CI 0,4 S3 Dmax=25mm
COM ARMADURAS DE PRÉ-ESFORÇO:
C30/37 XC3(P) CI 0,2 S3 Dmax=25mm
EM CONTACTO COM O TERRENO:
À VISTA: C30/37 XC4(P) CI 0,4 S3 Dmax=25mm
REGULARIZAÇÃO:
C12/15 XC0(P) CI 1,0 S3 Dmax=25mm

AÇO

ARMADURAS ORDINÁRIAS: A500 NR SD
ARMADURAS DE PRÉ-ESFORÇO Y1860S7 15.7
Baixa relaxação (EN1992-1-1) Classe 2

RECOBRIMENTOS

FUNDAÇÕES: 5.0 cm
VIGAS E PILARES: 3.5 cm
LAJES EM GERAL: 2.5 cm

CLASSES DE EXPOSIÇÃO CALCULADAS PARA UMA VIDA ÚTIL DE 50 ANOS (CLASSE ESTRUTURAL S4), DE ACORDO COM A NP EN 206-1 E A LNEC E464-2005

CLASSE DE RESISTÊNCIA AO FOGO R60



Instituto Superior de Engenharia de Lisboa
Rua do Casal Ribeiro, 150-157 Lisboa
Tel: 213 120000

Instituto Superior de Engenharia de Lisboa
Área Departamental de Engenharia Civil

Av. Casal Ribeiro
50 - Lisboa

PROJECTO DE EXECUÇÃO

ESTRUTURA

Dimensionamento

escalas/data Indicadas

equipa
proj. Octávio Mota
des. Octávio Mota
desf. António Gonçalves / José Câmara

arquivo

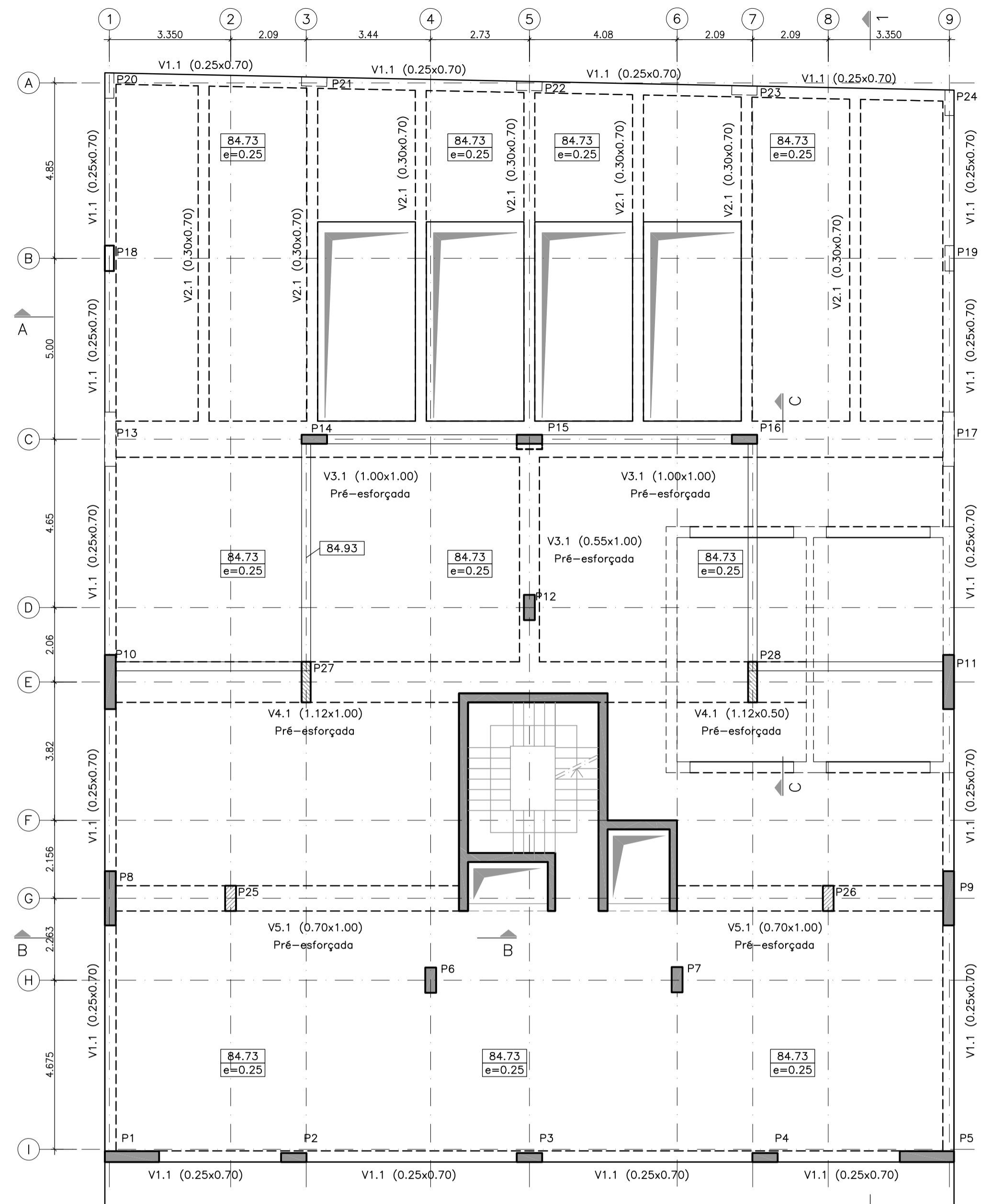
data do ficheiro

nome do ficheiro

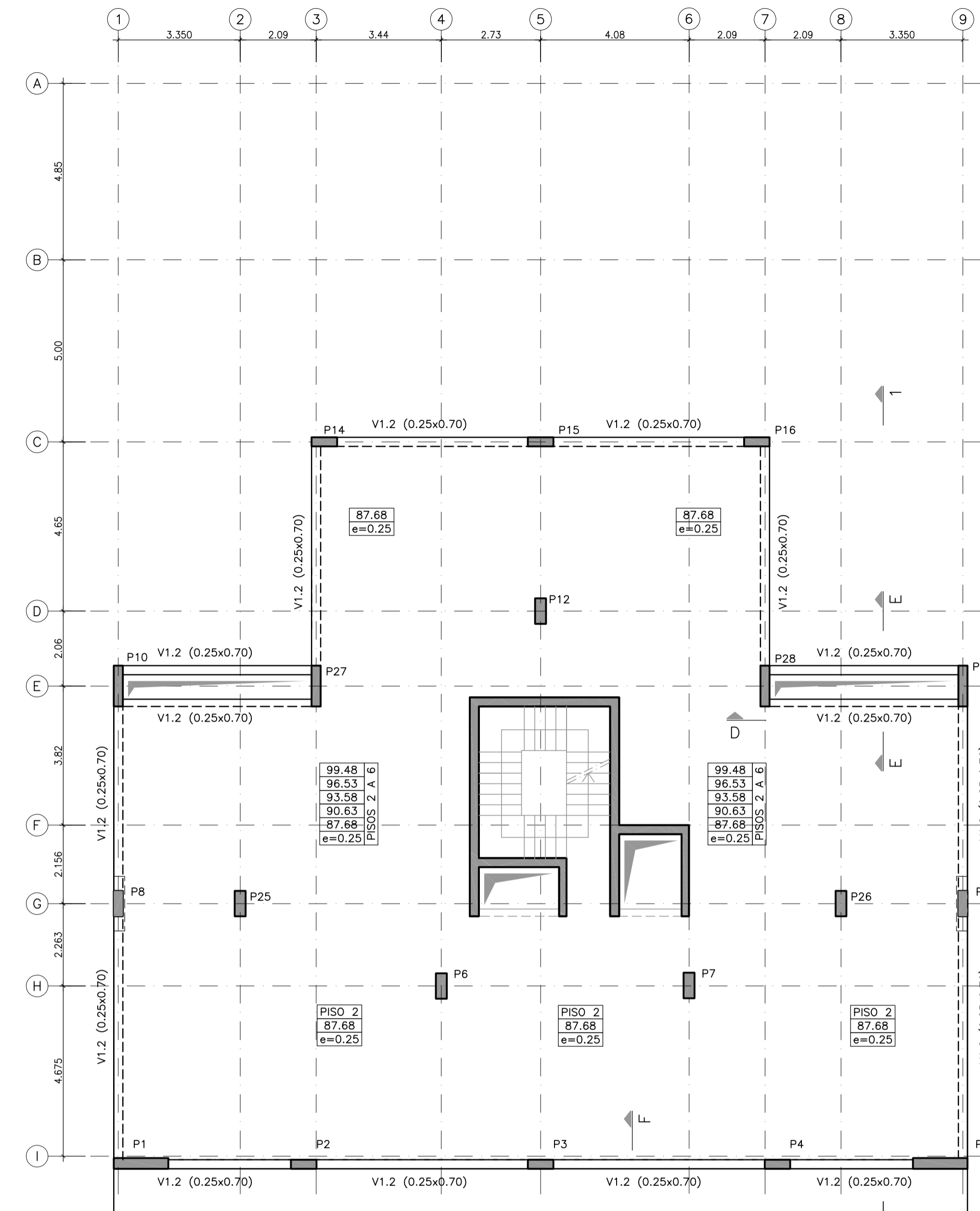
desenho nº

1/8

SETEMBRO 2015

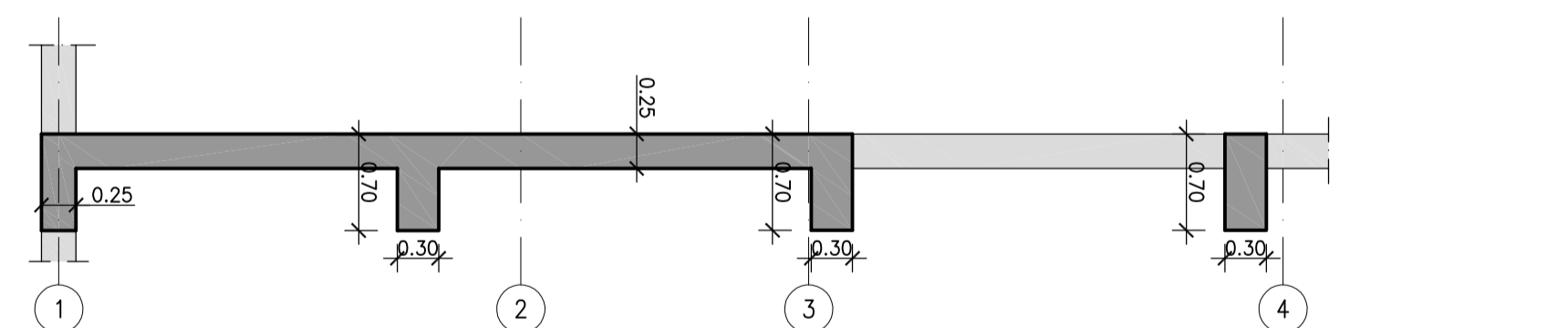


PLANTA DO PISO 1
Esc. A1 - 1/100 ; A3 - 1/200

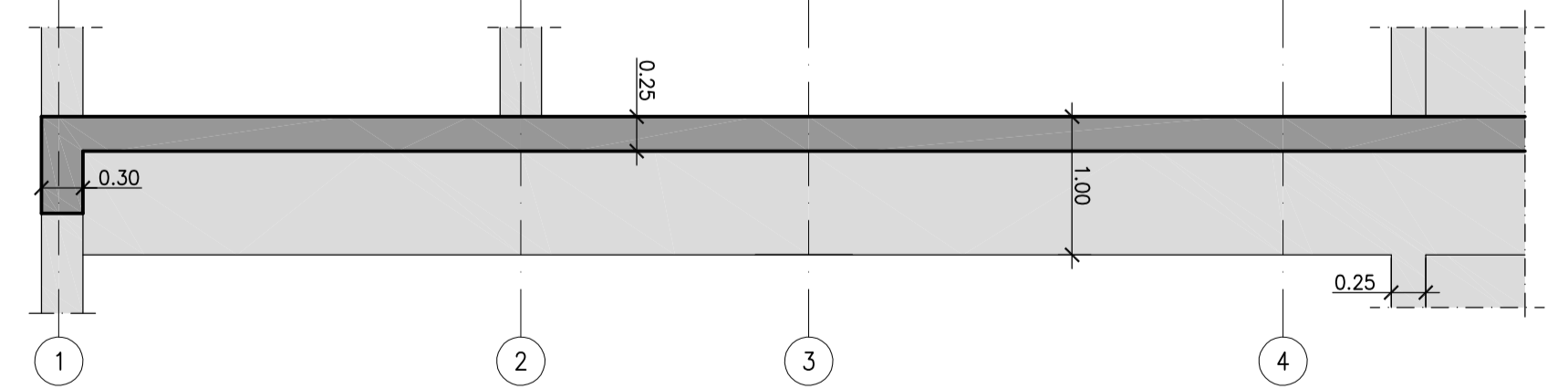


PLANTA DO PISO 2 a 6
Esc. A1 - 1/100 ; A3 - 1/200

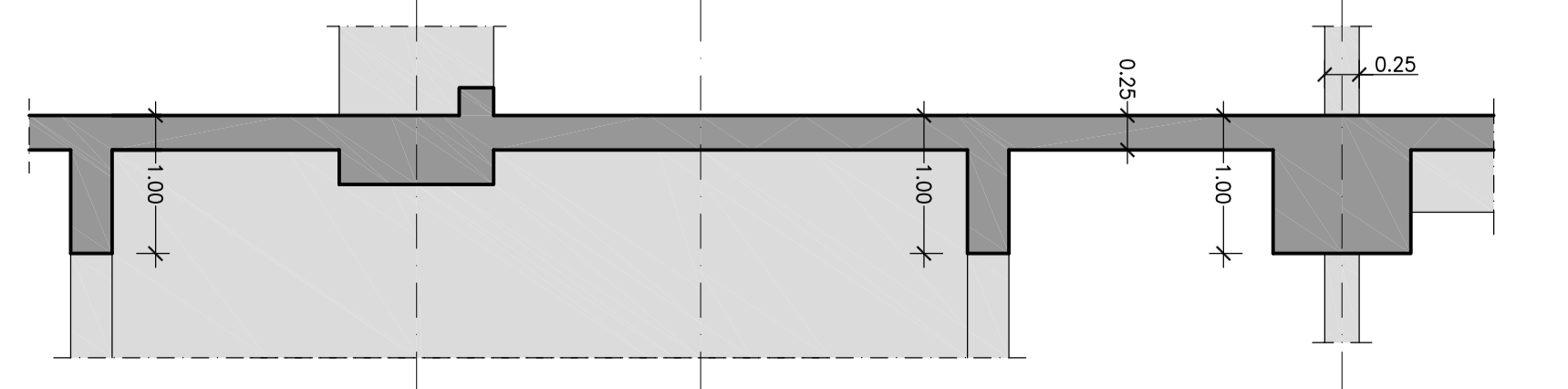
NOTA:
CORTE GLOBAL 1-1 APRESENTADO
NO DESENHO NUMERO 3



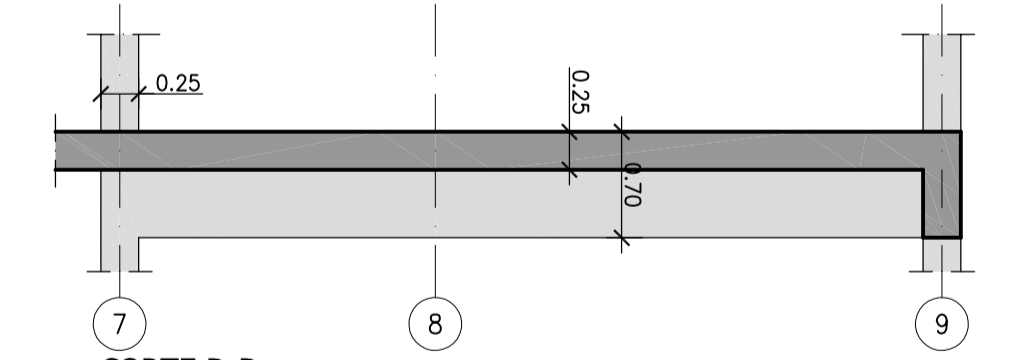
CORTE A-A
Esc. A1 - 1/50 ; A3 - 1/100



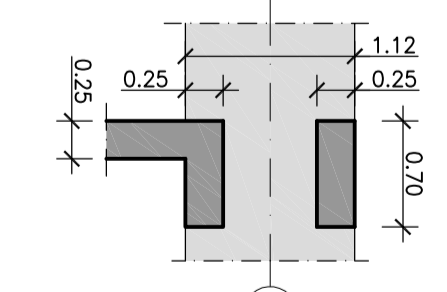
CORTE B-B
Esc. A1 - 1/50 ; A3 - 1/100



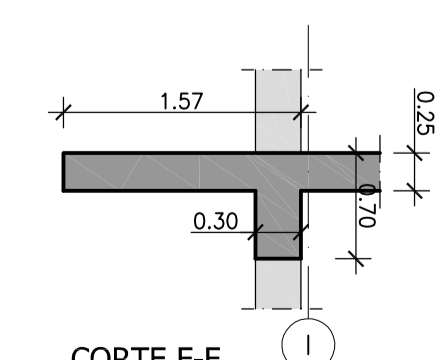
CORTE C-C
Esc. A1 - 1/50 ; A3 - 1/100



CORTE D-D
Esc. A1 - 1/50 ; A3 - 1/100



CORTE E-E
Esc. A1 - 1/50 ; A3 - 1/100



CORTE F-F
Esc. A1 - 1/50 ; A3 - 1/100

QUADRO DE MATERIAIS:

BETÃO
GERAL: C30/37 XC3(P) CI 0,4 S3 Dmax=25mm
COM ARMADURAS DE PRÉ-ESFORÇO:
C30/37 XC3(P) CI 0,2 S3 Dmax=25mm
EM CONTACTO COM O TERRENO:
À VISTA: C30/37 XC4(P) CI 0,4 S3 Dmax=25mm
REGULARIZAÇÃO:
C12/15 XC0(P) CI 1,0 S3 Dmax=25mm

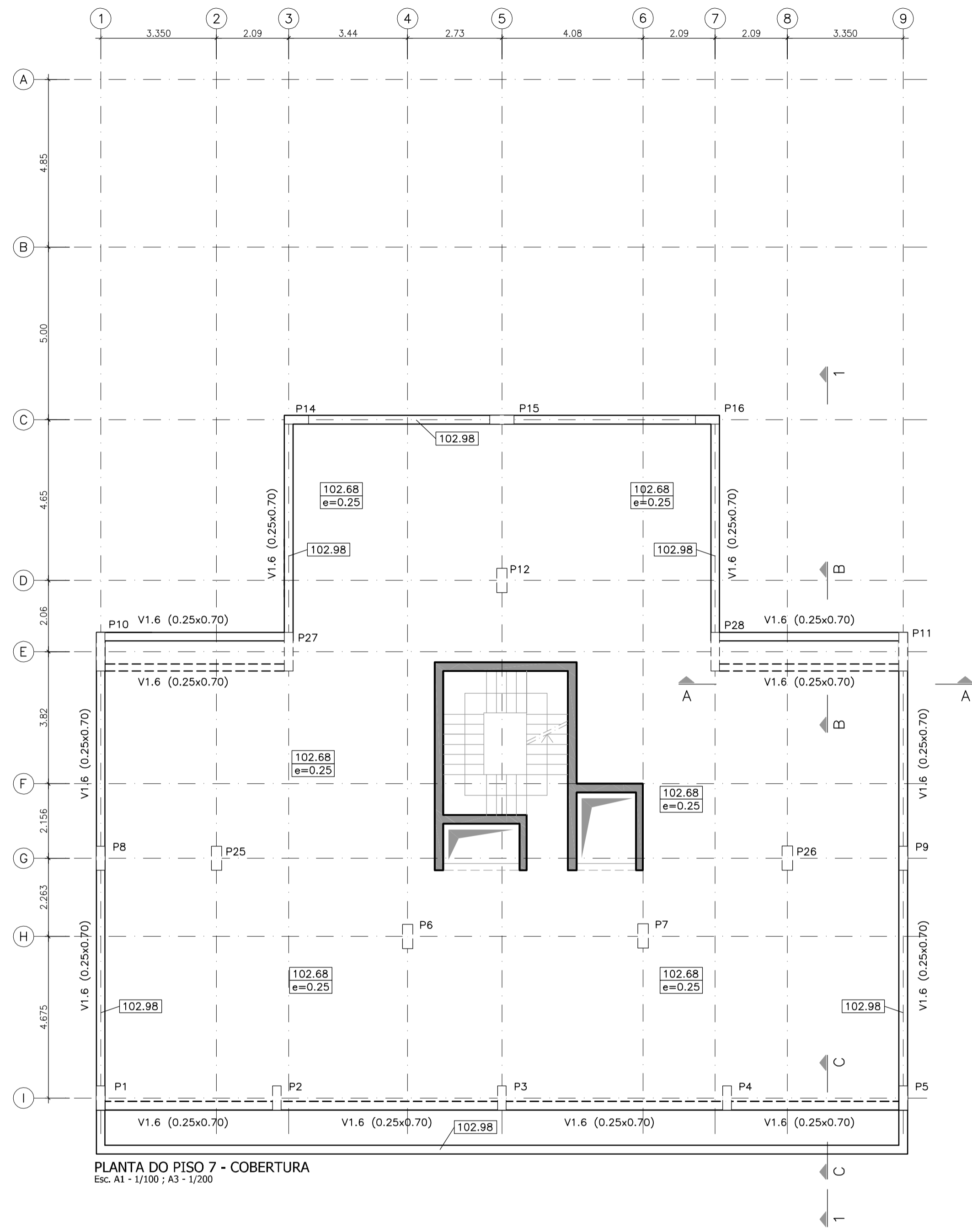
AÇO
ARMADURAS ORDINÁRIAS: A500 NR SD
ARMADURAS DE PRÉ-ESFORÇO Y1860S7 15.7 Classe 2

RECOBRIMENTOS
FUNDAÇÕES: 5.0 cm
VIGAS E PILARES: 3.5 cm
LAJES EM GERAL: 2.5 cm

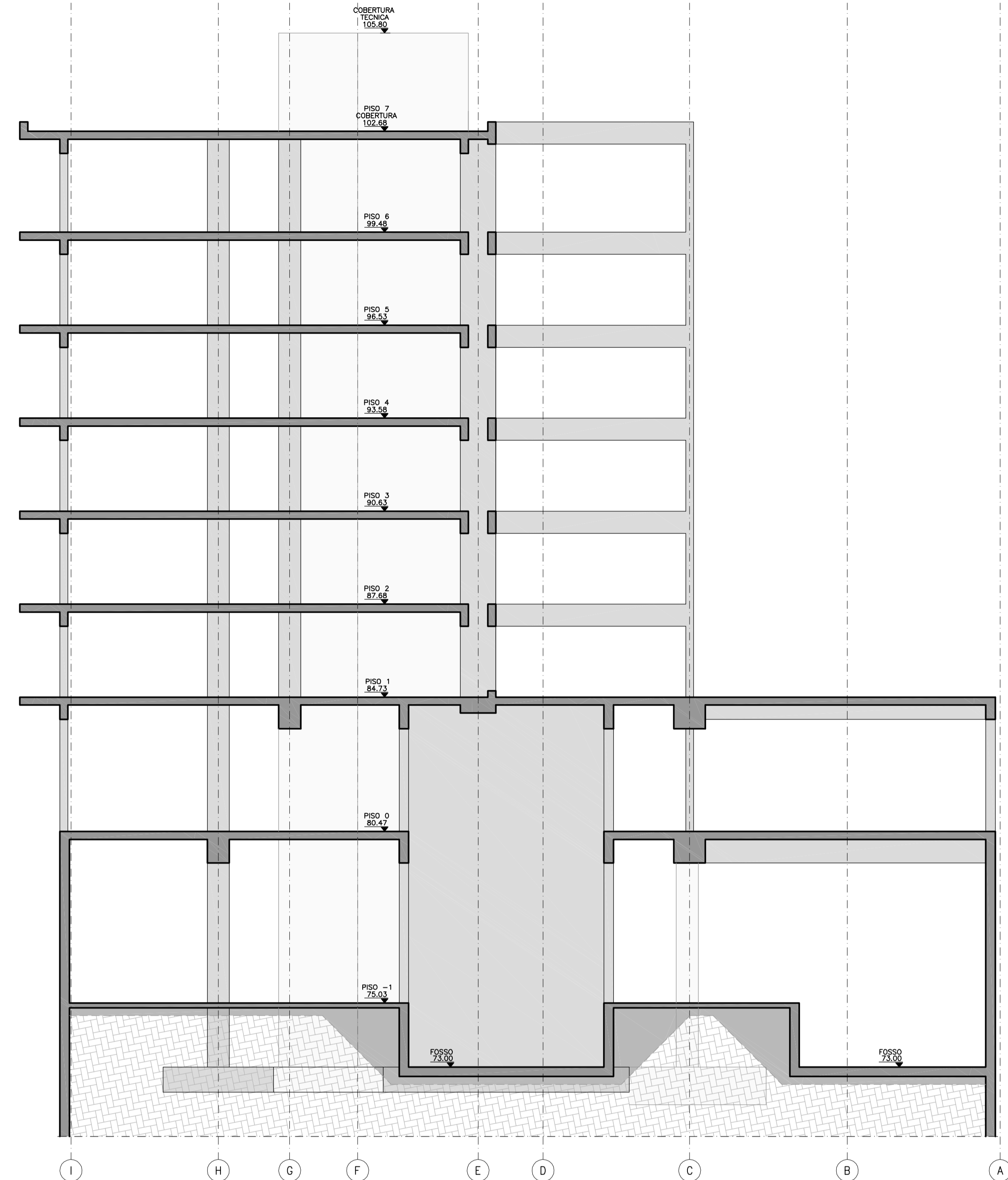
CLASSES DE EXPOSIÇÃO CALCULADAS PARA UMA VIDA ÚTIL DE 50 ANOS (CLASSE ESTRUTURAL S4), DE ACORDO COM A NP EN 206-1 E A LNEC E464-2005
CLASSE DE RESISTÊNCIA AO FOGO R60



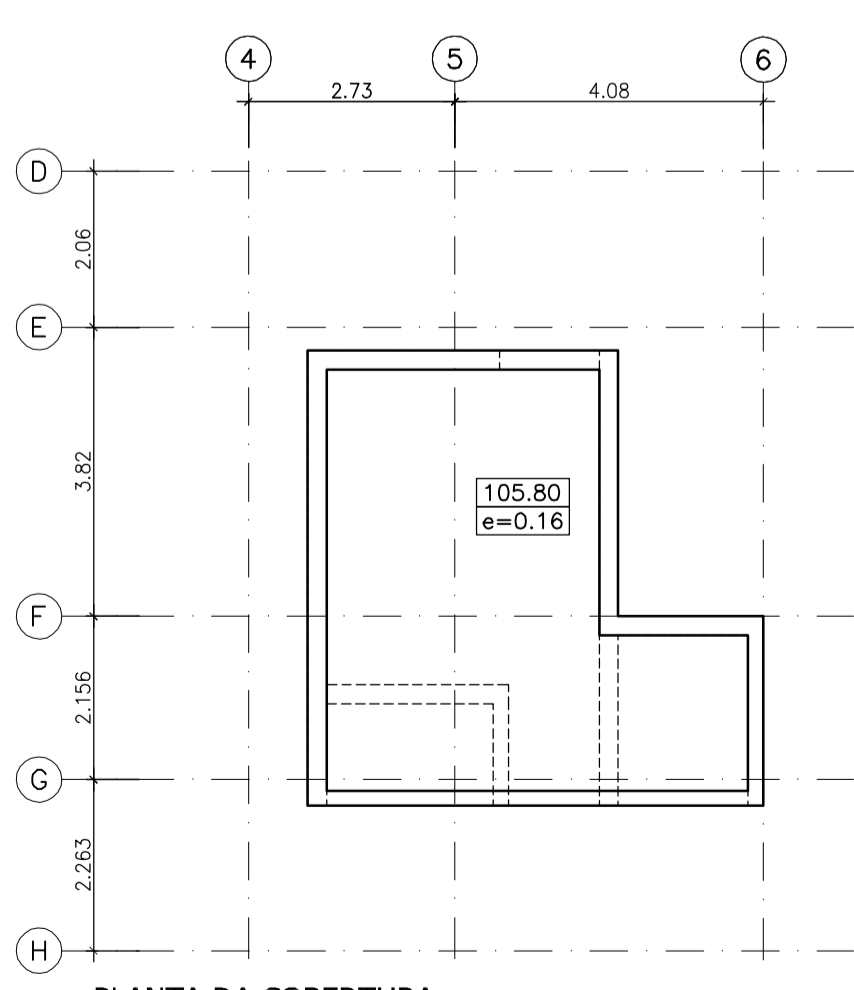
cliente	data	descrição	alteração
Instituto Superior de Engenharia de Lisboa Área Departamental de Engenharia Civil			
obra		Av. Casal Ribeiro 50 - Lisboa	
projecto/designação		PROJECTO DE EXECUÇÃO ESTRUTURA Dimensionamento	
escalas/data	Indicadas		SETEMBRO 2013
equipa proj. des. verif.	Octávio Mota Octávio Mota Andréia Gonçalves / José Camarero		desenho nº 2/8
arquivo			



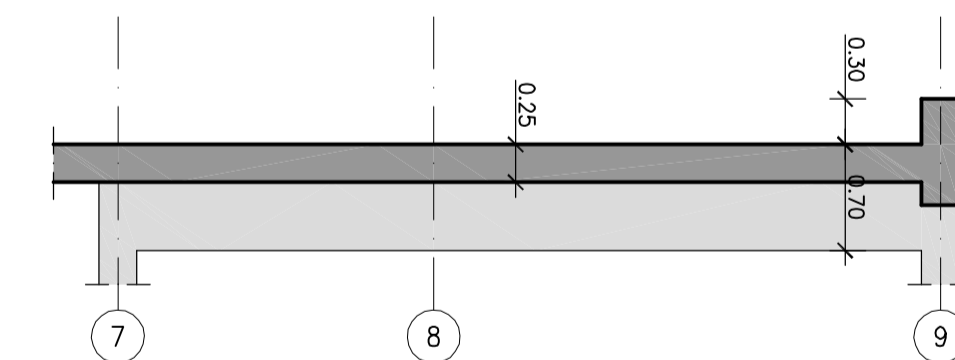
PLANTA DO PISO 7 - COBERTURA
Esc. A1 - 1/100 ; A3 - 1/200



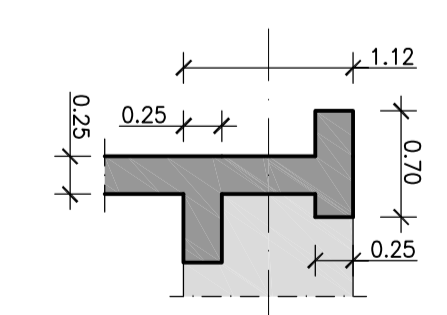
CORTE GLOBAL 1-1
Esc. A1 - 1/100 ; A3 - 1/200



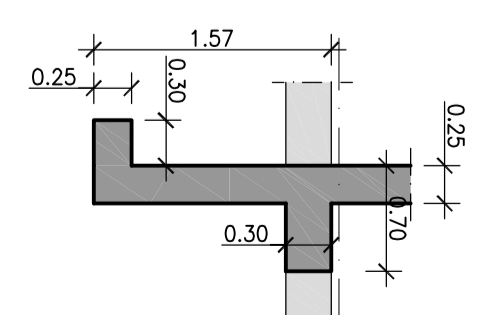
PLANTA DA COBERTURA
Esc. A1 - 1/100 ; A3 - 1/200



CORTE A-A
Esc. A1 - 1/50 ; A3 - 1/100



CORTE B-B
Esc. A1 - 1/50 ; A3 - 1/100



CORTE C-C
Esc. A1 - 1/50 ; A3 - 1/100

QUADRO DE MATERIAIS:

BETÃO
 GERAL: C30/37 XC3(P) CI 0,4 S3 Dmax=25mm
 COM ARMADURAS DE PRÉ-ESFORÇO:
 C30/37 XC3(P) CI 0,2 S3 Dmax=25mm
 EM CONTACTO COM O TERRENO:
 À VISTA: C30/37 XC4(P) CI 0,4 S3 Dmax=25mm
 REGULARIZAÇÃO:
 C12/15 XC0(P) CI 1,0 S3 Dmax=25mm

AÇO
 ARMADURAS ORDINÁRIAS: A500 NR SD
 ARMADURAS DE PRÉ-ESFORÇO Y1860S7 15.7
 Baixa relaxação (EN1992-1-1) Classe 2

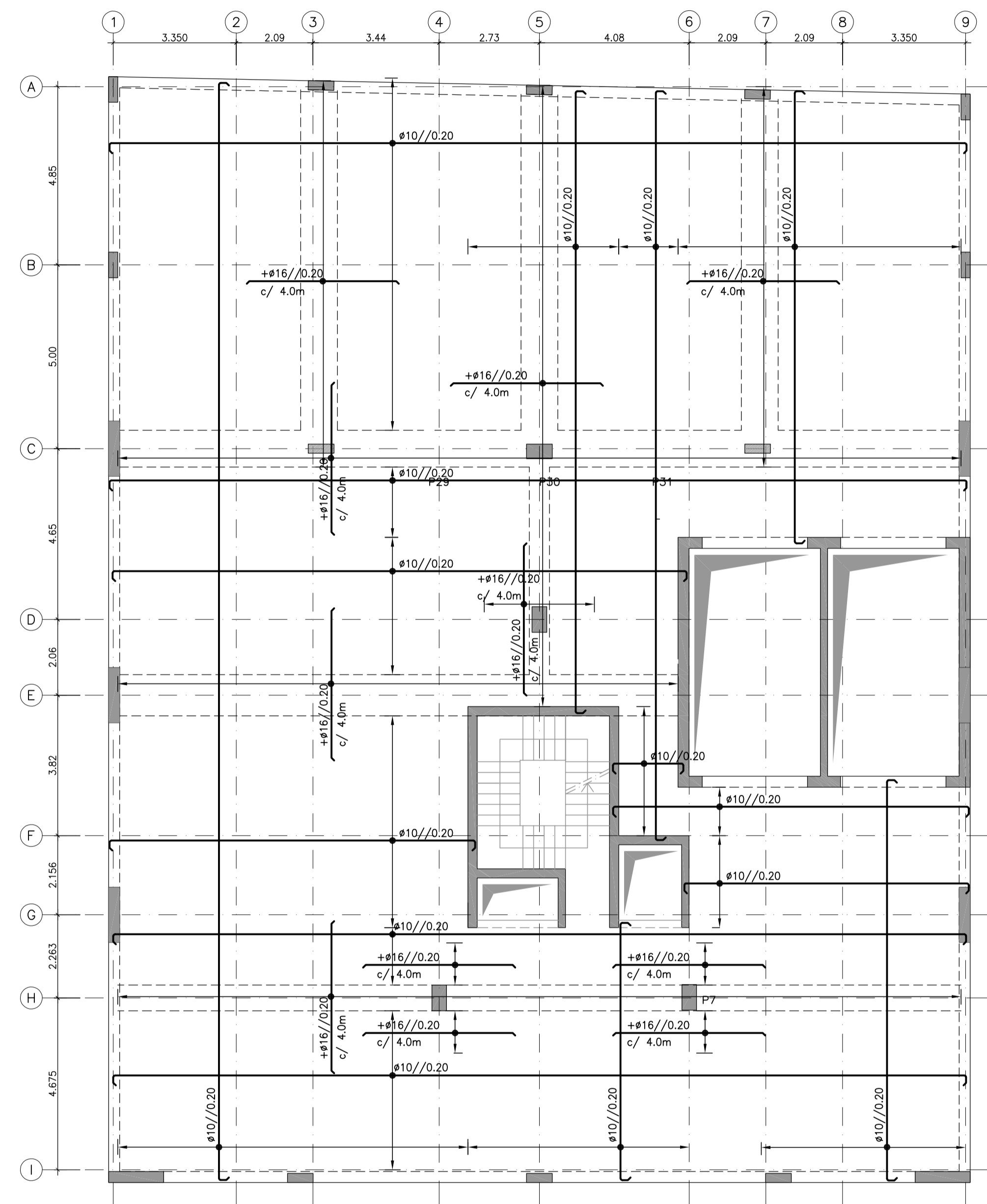
RECOBRIMENTOS
 FUNDAÇÕES: 5.0 cm
 VIGAS E PILARES: 3.5 cm
 LAJES EM GERAL: 2.5 cm

CLASSES DE EXPOSIÇÃO CALCULADAS PARA UMA VIDA ÚTIL DE 50 ANOS (CLASSE ESTRUTURAL S4), DE ACORDO COM A NP EN 206-1 E A LNEC E464-2005
 CLASSE DE RESISTÊNCIA AO FOGO R60

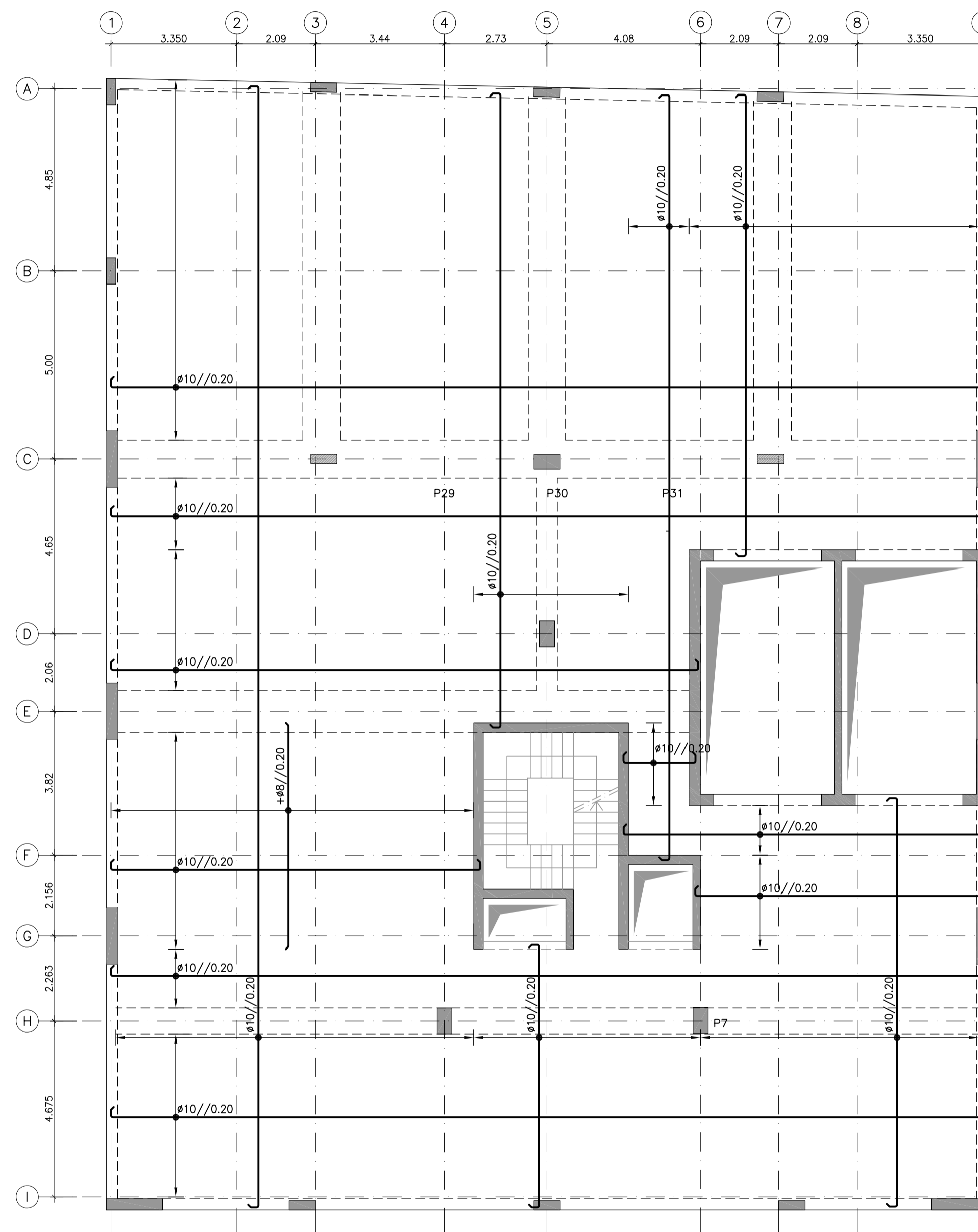


cliente	data	discussão	alteração
Instituto Superior de Engenharia de Lisboa Área Departamental de Engenharia Civil			
obra	Av. Casal Ribeiro 50 - Lisboa		
projecto/designação	PROJECTO DE EXECUÇÃO ESTRUTURA Dimensionamento		
escalas/data	Indicadas SETEMBRO 2015		
equipa proj. des. verif. arquiv.	Octávio Mota Octávio Mota André Gonçalves / José Câmara		desenho nº 3/8

Este documento é propriedade exclusiva do cliente. Não se devida nem a publicação, nem a reprodução, nem a utilização em qualquer forma, sem a autorização expressa do autor. O autor não se responsabiliza por danos materiais ou morais decorrentes do uso indevido deste documento.



Armadura Superior Laje do Piso 0
Esc. A1 - 1/100 ; A3 - 1/200



Armadura Inferior Laje do Piso 0
Esc. A1 - 1/100 ; A3 - 1/200

QUADRO DE MATERIAIS:

BETÃO

GERAL: C30/37 XC3(P) CI 0,4 S3 Dmax=25mm
 COM ARMADURAS DE PRÉ-ESFORÇO: C30/37 XC3(P) CI 0,2 S3 Dmax=25mm
 EM CONTACTO COM O TERRENO: À VISTA: C30/37 XC4(P) CI 0,4 S3 Dmax=25mm
 REGULARIZAÇÃO: C12/15 XC0(P) CI 1,0 S3 Dmax=25mm

AÇO

ARMADURAS ORDINÁRIAS: A500 NR SD
 ARMADURAS DE PRÉ-ESFORÇO Y1860S7 15.7 Baixa relaxação (EN1992-1-1) Classe 2

RECOBRIMENTOS

FUNDAÇÕES: 5.0 cm
 VIGAS E PILARES: 3.5 cm
 LAJES EM GERAL: 2.5 cm

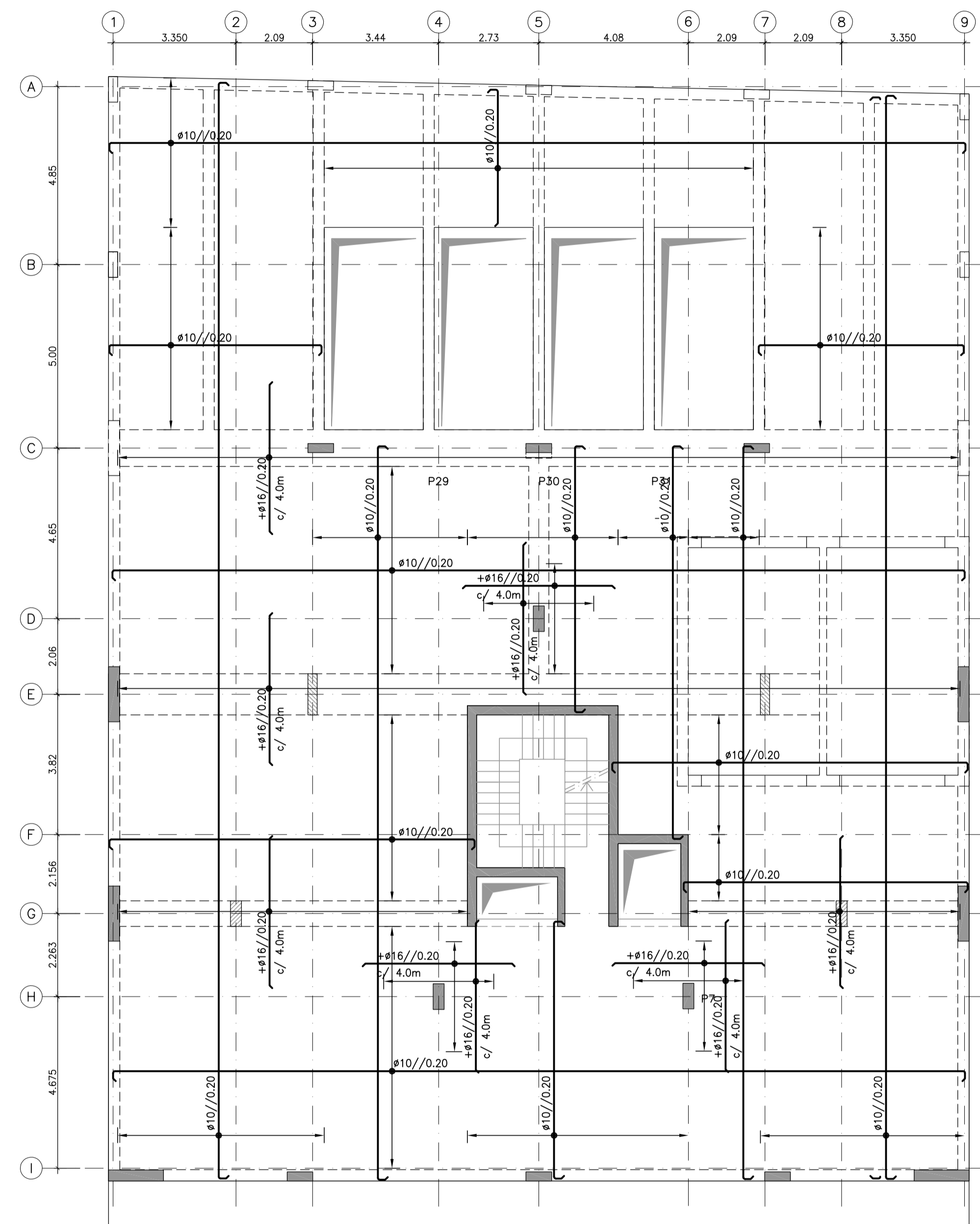
CLASSES DE EXPOSIÇÃO CALCULADAS PARA UMA VIDA ÚTIL DE 50 ANOS (CLASSE ESTRUTURAL S4), DE ACORDO COM A NP EN 206-1 E A LNEC E464-2005

CLASSE DE RESISTÊNCIA AO FOGO R60

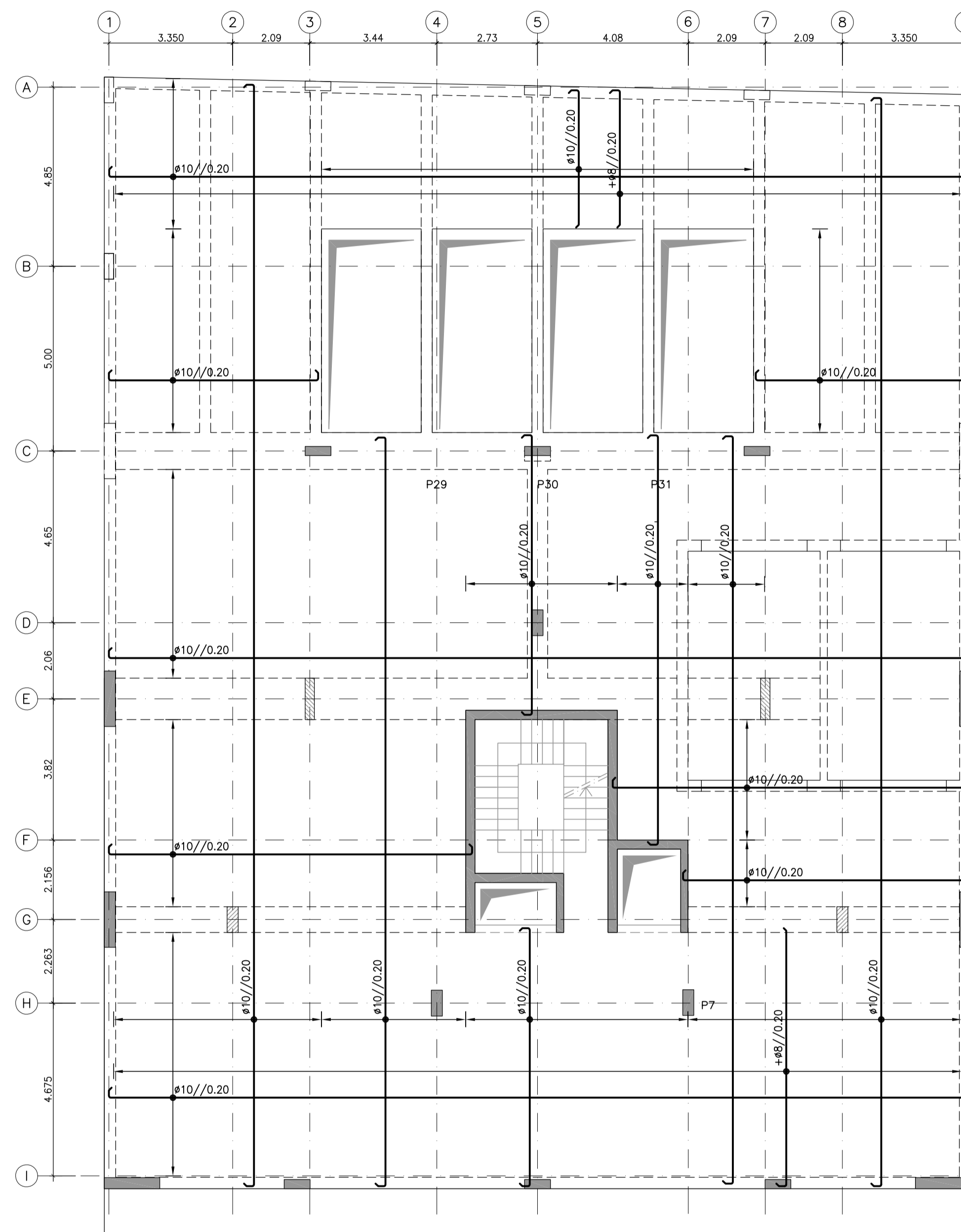


Instituto Superior de Engenharia de Lisboa
 Rua do Gatoeiro nº 1000-029 Lisboa
 Tel: +351 21843 5000 Fax: +351 21843 5142

cliente	data	descrição	alteração
Instituto Superior de Engenharia de Lisboa Área Departamental de Engenharia Civil			
obra		Av. Casal Ribeiro 50 - Lisboa	
projecto/designação		PROJECTO DE EXECUÇÃO ESTRUTURA Armaduras em Lajes	
escalas/data		Indicadas SETEMBRO 2013	
equipa		projet. Octávio Mota des. Octávio Mota verif. António Gonçalves / José Camarero	desenho nº 4/8
arquivo		Este documento é propriedade intelectual do grupo de trabalho. Não é permitido a reprodução ou a utilização sem a autorização expressa do grupo de trabalho. Este documento é propriedade intelectual do grupo de trabalho. Não é permitido a reprodução ou a utilização sem a autorização expressa do grupo de trabalho.	



Armadura Superior Laje do Piso 1
Esc. A1 - 1/100 ; A3 - 1/200



Armadura Inferior Laje do Piso 1
Esc. A1 - 1/100 ; A3 - 1/200

QUADRO DE MATERIAIS:

BETÃO

GERAL: C30/37 XC3(P) CI 0,4 S3 Dmax=25mm
 COM ARMADURAS DE PRÉ-ESFORÇO: C30/37 XC3(P) CI 0,2 S3 Dmax=25mm
 EM CONTACTO COM O TERRENO: C30/37 XC4(P) CI 0,4 S3 Dmax=25mm
 À VISTA: C30/37 XC4(P) CI 0,4 S3 Dmax=25mm
 REGULARIZAÇÃO: C12/15 XC0(P) CI 1,0 S3 Dmax=25mm

AÇO

ARMADURAS ORDINÁRIAS: A500 NR SD
 ARMADURAS DE PRÉ-ESFORÇO Y1860S7 15.7 Baixa relaxação (EN1992-1-1) Classe 2

RECOBRIMENTOS

FUNDAÇÕES: 5.0 cm
 VIGAS E PILARES: 3.5 cm
 LAJES EM GERAL: 2.5 cm

CLASSES DE EXPOSIÇÃO CALCULADAS PARA UMA VIDA ÚTIL DE 50 ANOS (CLASSE ESTRUTURAL S4), DE ACORDO COM A NP EN 206-1 E A LNEC E464-2005

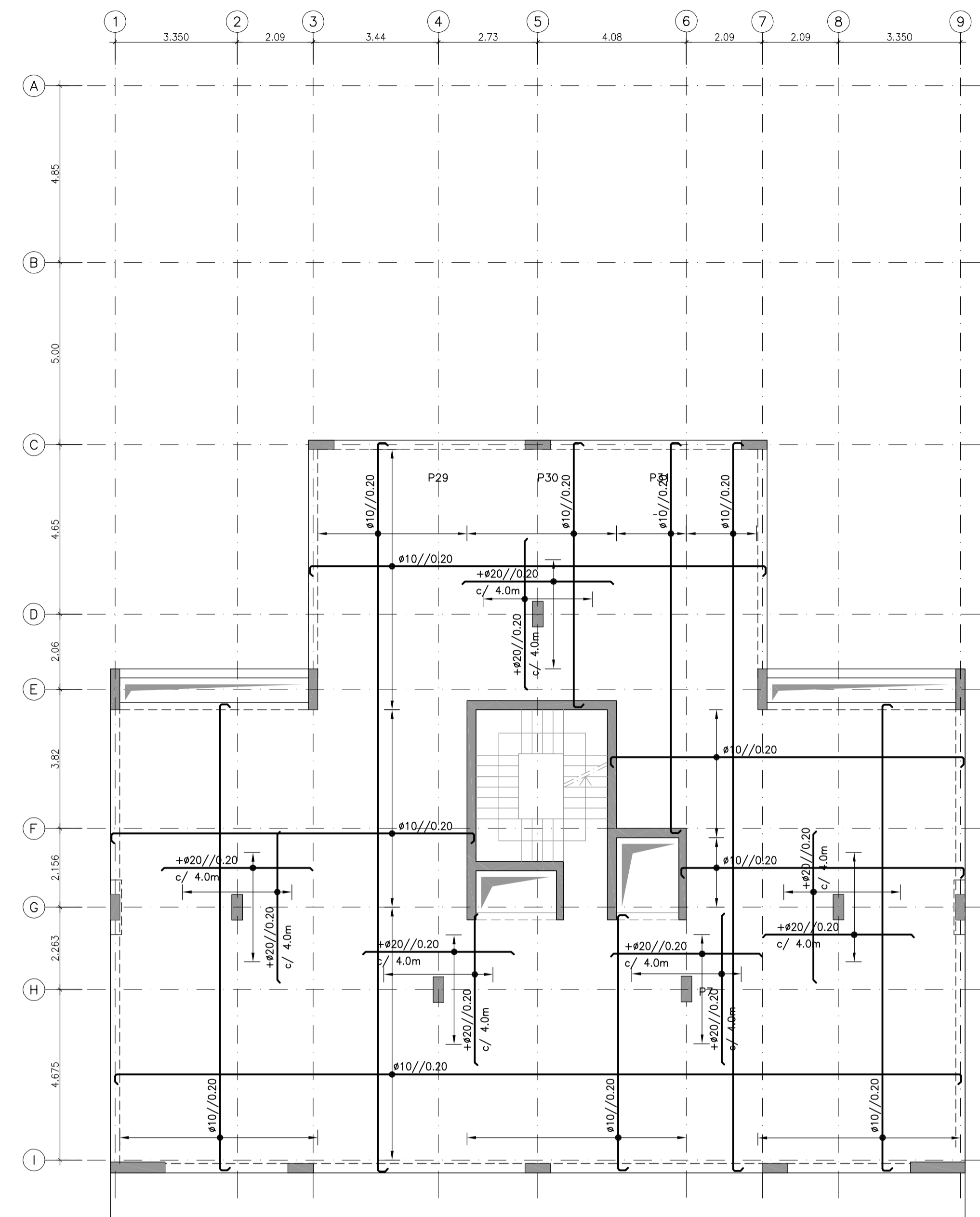
CLASSE DE RESISTÊNCIA AO FOGO R60



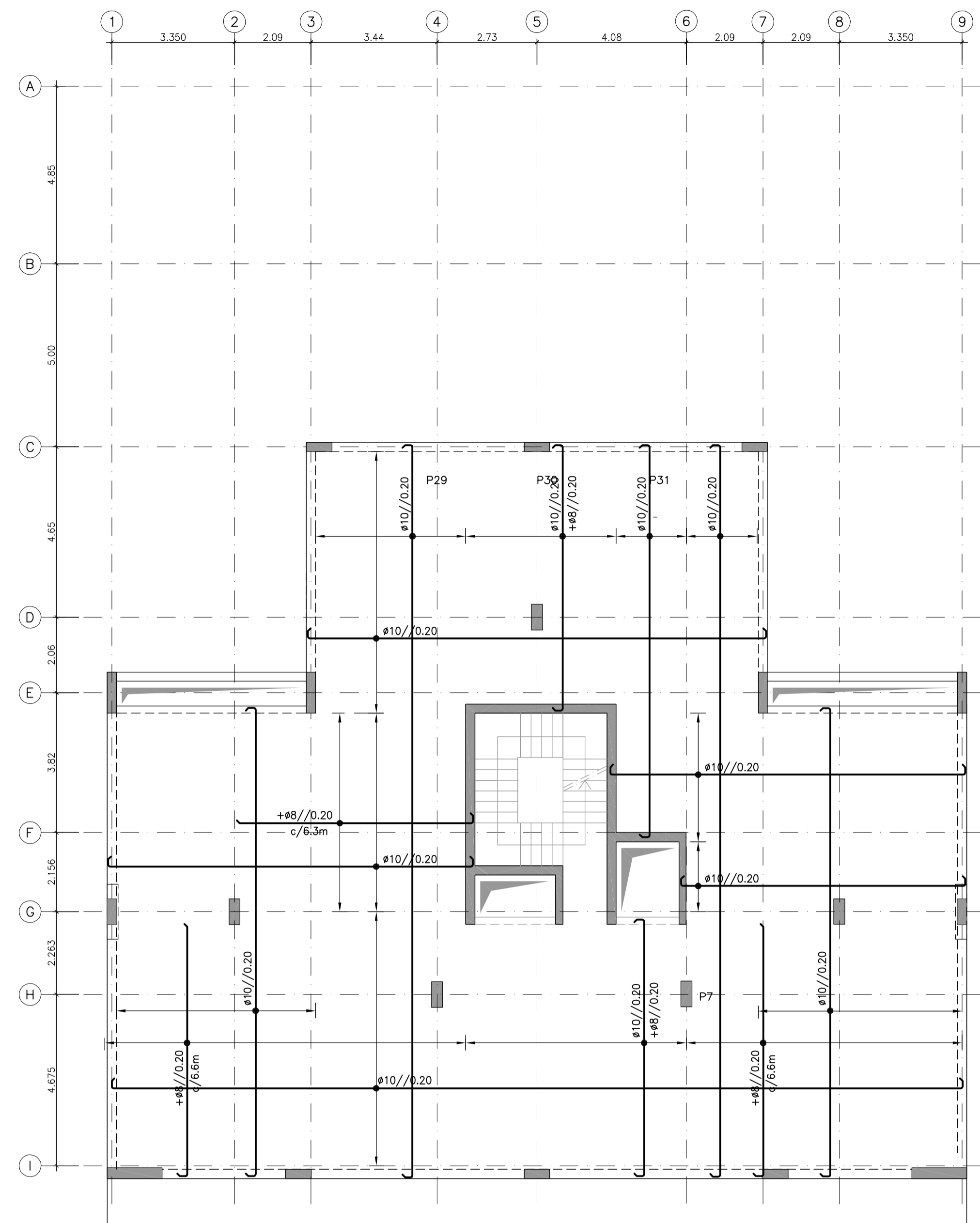
Instituto Superior de Engenharia de Lisboa
 Rua Conselheiro João Soares - 1700-012 Lisboa
 Tel: +351 218435000 Fax: +351 218435142

cliente	obra	projecto/designação	escalas/data	equipa	desenho nº
Instituto Superior de Engenharia de Lisboa Área Departamental de Engenharia Civil	Av. Casal Ribeiro 50 - Lisboa	PROJECTO DE EXECUÇÃO ESTRUTURA Armaduras em Lajes	Indicadas SETEMBRO 2013	projet.: Octávio Mota des.: Octávio Mota verif.: António Gorgulho / José Camarero	5/8

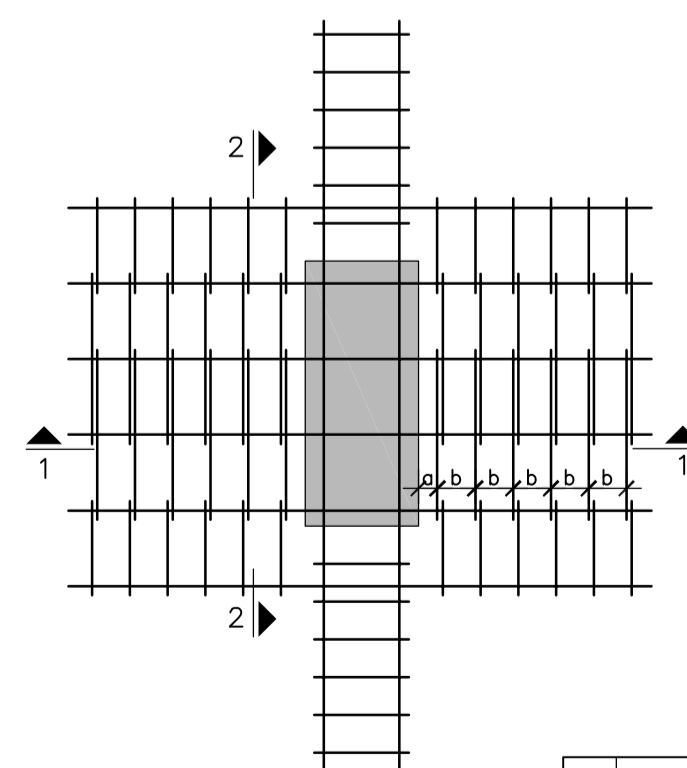
Este documento é propriedade intelectual do autor. Não se permite a reprodução, a distribuição ou a utilização pública sem a autorização expressa do autor. É proibida a utilização deste documento para fins comerciais sem a autorização expressa do autor.



Armadura Superior Laje do Piso 2 a cobertura
ESC. A1 - 1/100 ; A3 - 1/200

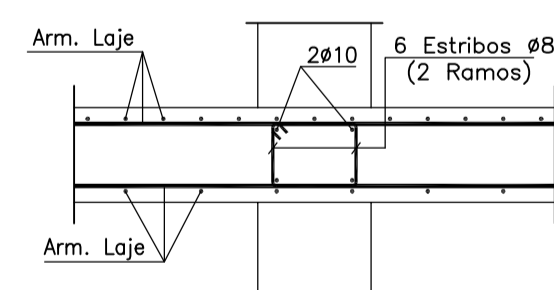


Armadura Inferior Laje do Piso 2 a cobertura
ESC. A1 - 1/100 ; A3 - 1/200

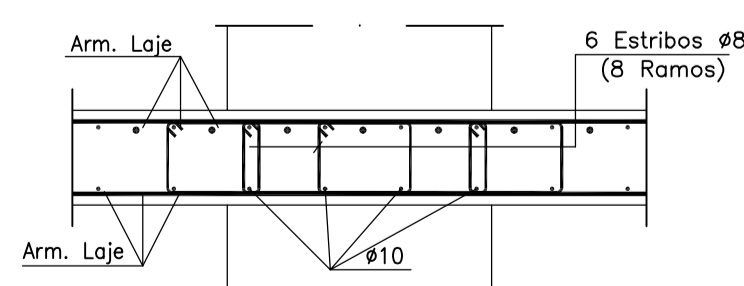


a 0.05 m
b 0.10 m

Armadura ao Punçoamento



CORTE 1-1
ESC. A1 - 1/20 ; A3 - 1/40



CORTE 2-2
ESC. A1 - 1/20 ; A3 - 1/40

QUADRO DE MATERIAIS:

BETÃO

GERAL: C30/37 XC3(P) CI 0,4 S3 Dmax=25mm
COM ARMADURAS DE PRÉ-ESFORÇO:
C30/37 XC3(P) CI 0,2 S3 Dmax=25mm
EM CONTACTO COM O TERRENO:
À VISTA: C30/37 XC4(P) CI 0,4 S3 Dmax=25mm
REGULARIZAÇÃO:
C12/15 XC0(P) CI 1,0 S3 Dmax=25mm

AÇO

ARMADURAS ORDINÁRIAS: A500 NR SD
ARMADURAS DE PRÉ-ESFORÇO Y1860S7 15.7
Baixa relaxação (EN1992-1-1) Classe 2

RECOBRIMENTOS

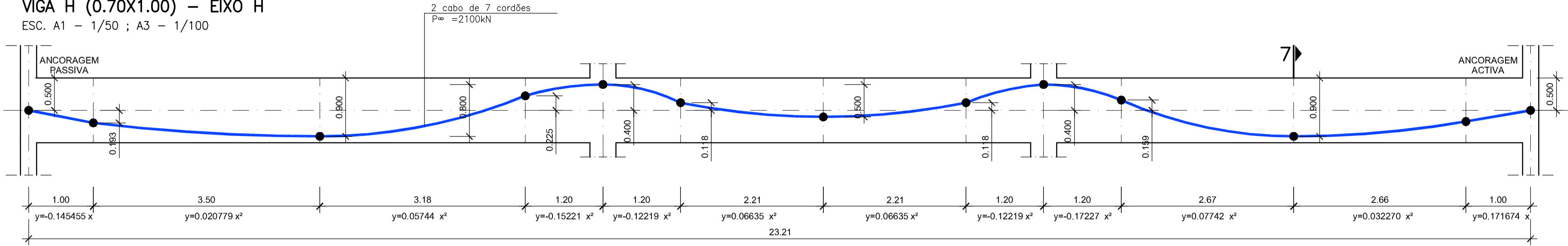
FUNDAÇÕES: 5.0 cm
VIGAS E PILARES: 3.5 cm
LAJES EM GERAL: 2.5 cm

CLASSES DE EXPOSIÇÃO CALCULADAS PARA UMA VIDA ÚTIL DE 50 ANOS (CLASSE ESTRUTURAL S4), DE ACORDO COM A NP EN 206-1 E A LNEC E464-2005

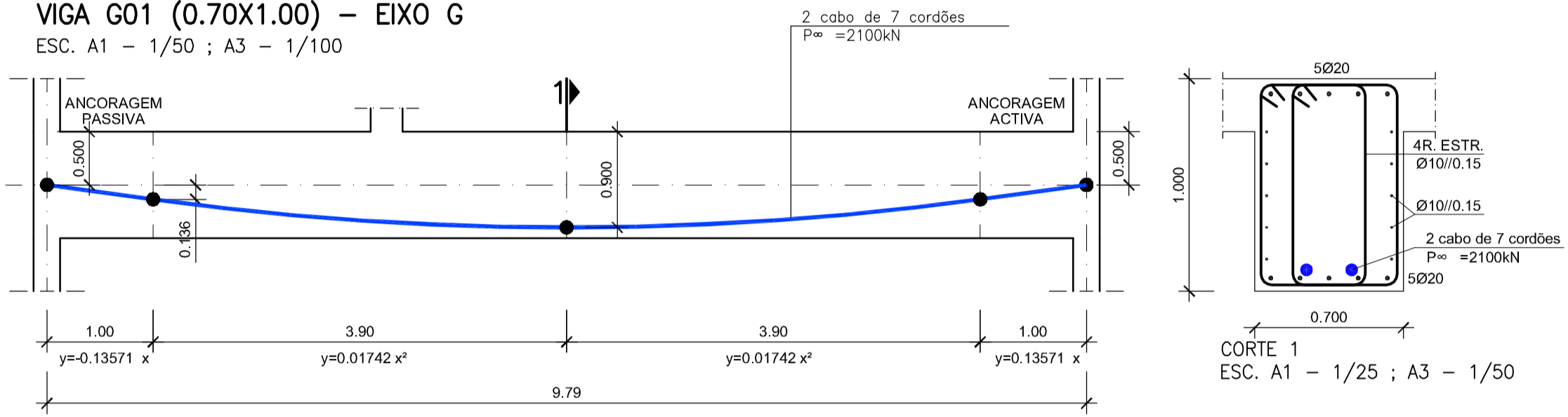
CLASSE DE RESISTÊNCIA AO FOGO R60

cliente	data	discussão	alteração
Instituto Superior de Engenharia de Lisboa Área Departamental de Engenharia Civil			
obra	Av. Casal Ribeiro 50 - Lisboa		
projecto/designação	PROJECTO DE EXECUÇÃO ESTRUTURA Armaduras em Lajes		
escalas/data	Indicadas SETEMBRO 2015		
equipa proj. des. verif.	Octávio Mota Octávio Mota André Gonçalves / José Câmara		desenho nº 6/8
arquivo	<small>Este documento é propriedade intelectual do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa e encontra-se depositado no Arquivo de Engenharia de Lisboa. É permitida a sua utilização para fins académicos e de investigação científica, desde que seja devidamente referenciada. Qualquer reprodução não autorizada é considerada uma violação da legislação em vigor.</small>		

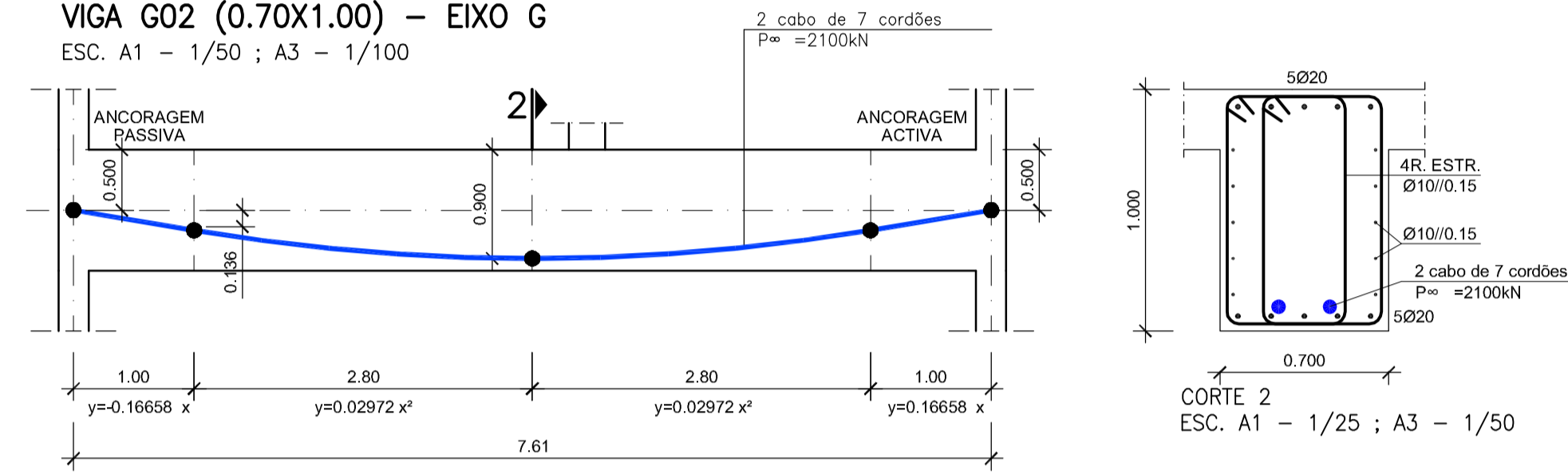
VIGA H (0.70X1.00) – EIXO H
ESC. A1 – 1/50 ; A3 – 1/100



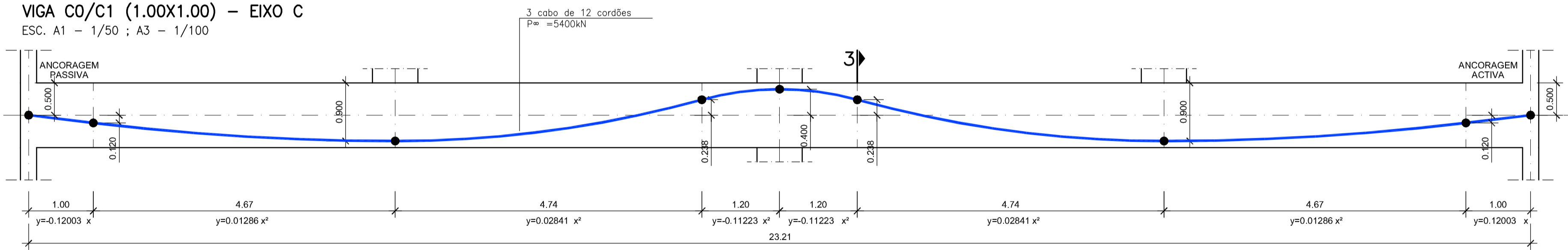
VIGA G01 (0.70X1.00) – EIXO G
ESC. A1 – 1/50 ; A3 – 1/100



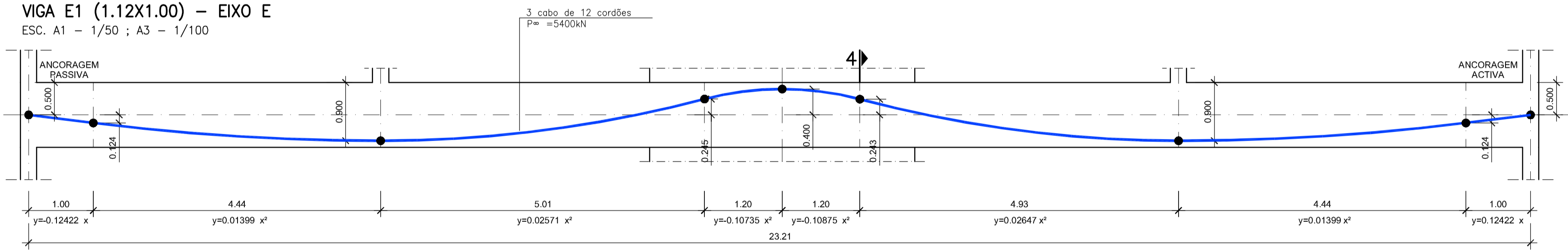
VIGA G02 (0.70X1.00) – EIXO G
ESC. A1 – 1/50 ; A3 – 1/100



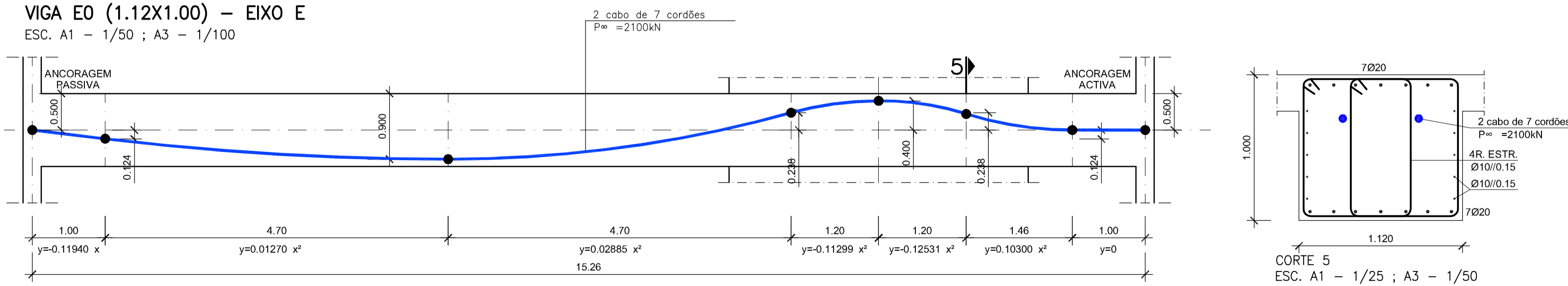
VIGA C0/C1 (1.00X1.00) – EIXO C
ESC. A1 – 1/50 ; A3 – 1/100



VIGA E1 (1.12X1.00) – EIXO E
ESC. A1 – 1/50 ; A3 – 1/100



VIGA E0 (1.12X1.00) – EIXO E
ESC. A1 – 1/50 ; A3 – 1/100



NOTA:
AS ARMADURAS ORDINÁRIAS DAS VIGAS
PRÉ-ESFORÇADAS SERÃO CORRIDAS EM
TODA A EXTENSÃO DAS VIGAS.

QUADRO DE MATERIAIS:

BETÃO
GERAL: C30/37 XC3(P) CI 0,4 S3 Dmax=25mm
COM ARMADURAS DE PRÉ-ESFORÇO:
C30/37 XC3(P) CI 0,2 S3 Dmax=25mm
EM CONTACTO COM O TERRENO:
À VISTA: C30/37 XC4(P) CI 0,4 S3 Dmax=25mm
REGULARIZAÇÃO:
C12/15 XC0(P) CI 1,0 S3 Dmax=25mm

AÇO
ARMADURAS ORDINÁRIAS: A500 NR SD
ARMADURAS DE PRÉ-ESFORÇO Y1860S7 15.7 Classe 2

RECOBRIMENTOS
FUNDAÇÕES: 5.0 cm
VIGAS E PILARES: 3.5 cm
LAJES EM GERAL: 2.5 cm

CLASSES DE EXPOSIÇÃO CALCULADAS PARA UMA VIDA ÚTIL DE 50 ANOS (CLASSE ESTRUTURAL S4), DE ACORDO COM A NP EN 206-1 E A LNEC E464-2005
CLASSE DE RESISTÊNCIA AO FOGO R60



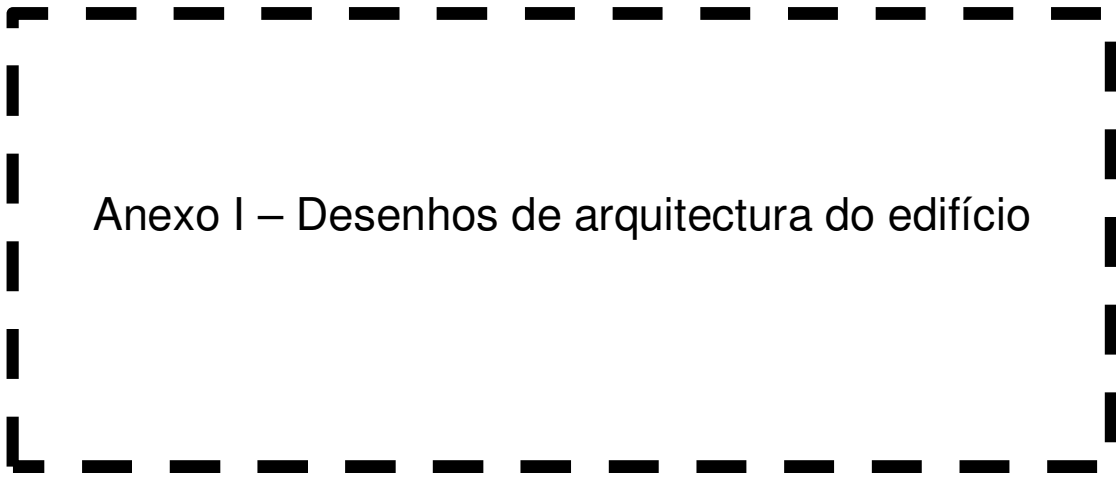
cliente	data	descrição	alteração
Instituto Superior de Engenharia de Lisboa Área Departamental de Engenharia Civil			
obra		Av. Casal Ribeiro 50 - Lisboa	
projecto/designação		PROJECTO DE EXECUÇÃO ESTRUTURA Pormenor de Vigas Pré-esforçadas	
escalas/data		Indicadas	SETEMBRO 2015
equipa proj. des. verif.		Octávio Mota Octávio Mota André Gonçalves / José Câmara	desenho nº 8/8
arquivo			

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

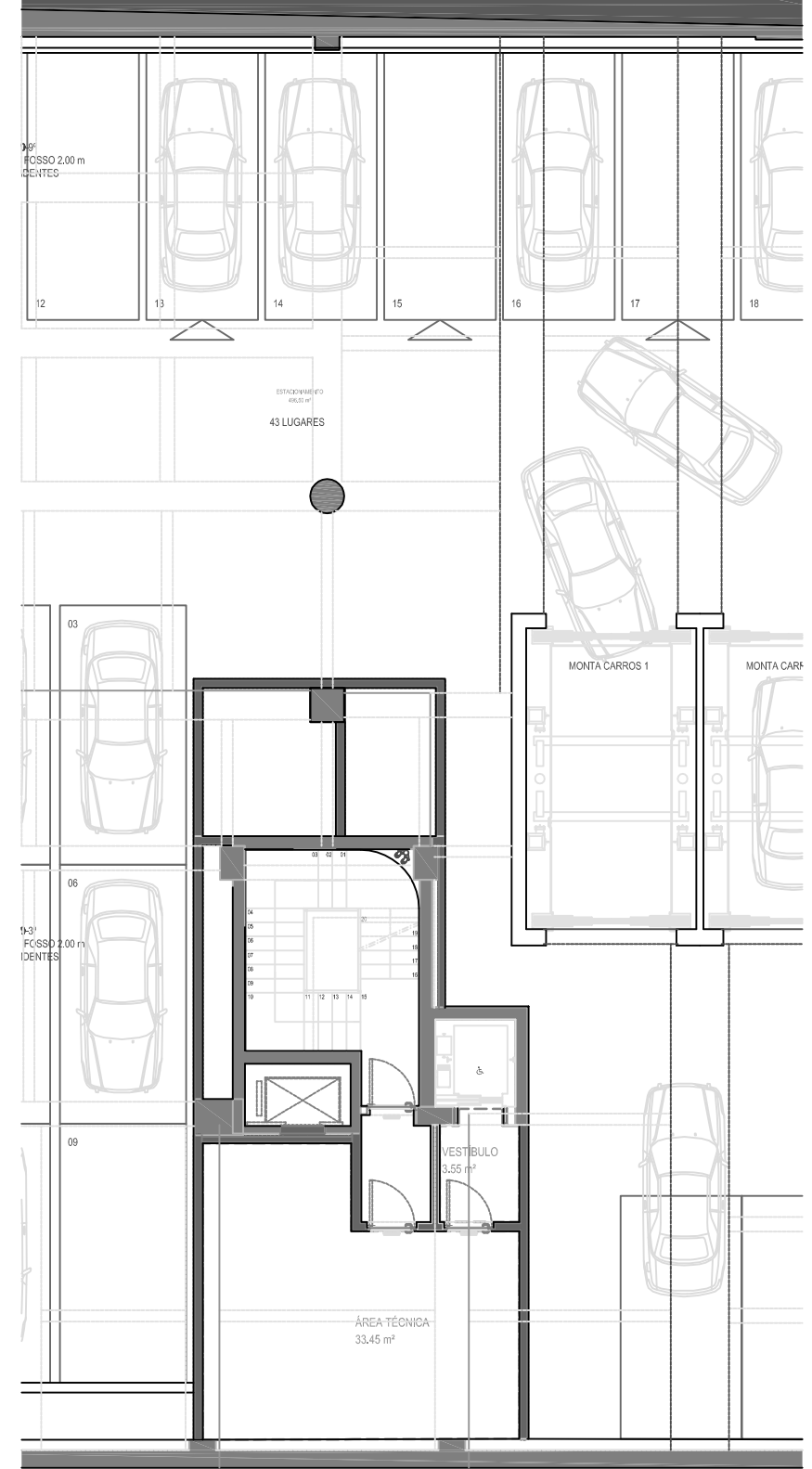
- [1]. Decreto-Lei n.º 220/2008, de 12 de Novembro;
- [2]. Dimensionamento Sísmico de Estruturas de Betão, FUNDEC, Prof. João Almeida e António Costa, 2012 ;
- [3]. Estudo geológico e geotécnico – Edifício sito na Av.ª Casal Ribeiro, n.º 50, Geocontrolo, Geotecnia e Estruturas de Fundação, SA, 2008;
- [4]. *Eurocódigo – Bases para o projeto de estruturas* – NP EN 1990:2009;
- [5]. *Eurocódigo 1 – Ações em estruturas – Parte 1-1: Ações gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios* – NP EN 1991-1-1:2009;
- [6]. *Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios* – NP EN 1992-1-1:2009;
- [7]. *Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios* – NP EN 1998-1:2010;
- [8]. Jacinto, L.; *Betão Estrutural III – Folhas da Disciplina*; ISEL - DEC; Setembro de 2007;
- [9]. JSJ, Memória descritiva do projeto de execução de estruturas da intervenção de reabilitação estrutural, 2009 ;
- [10]. NP EN 206-1 - Betão - Comportamento, Produção, Colocação e Critérios de Conformidade;
- [11]. NP EN 464, Betões, Guia para utilização de ligantes hidráulicos.
- [12]. Portaria n.º1532/2008, de 29 de Dezembro;
- [13]. *Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes* – Decreto-Lei n.º 235/83, de 31 de Maio;
- [14]. Verificação da Segurança de Estruturas em Betão Armado e Pré-Esforçado em relação à Ação do Fogo, Recomendações, LNEC, 1990;

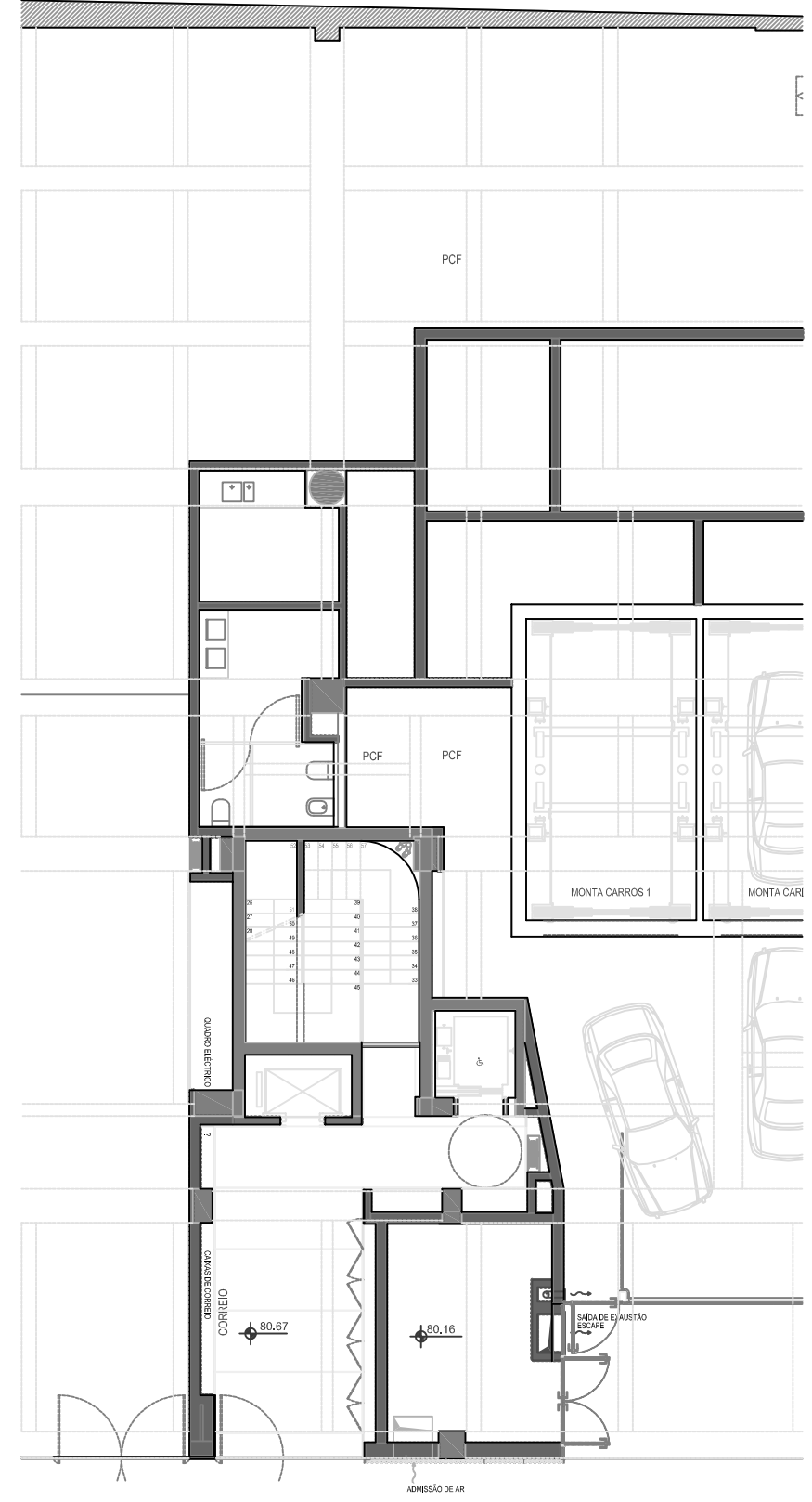
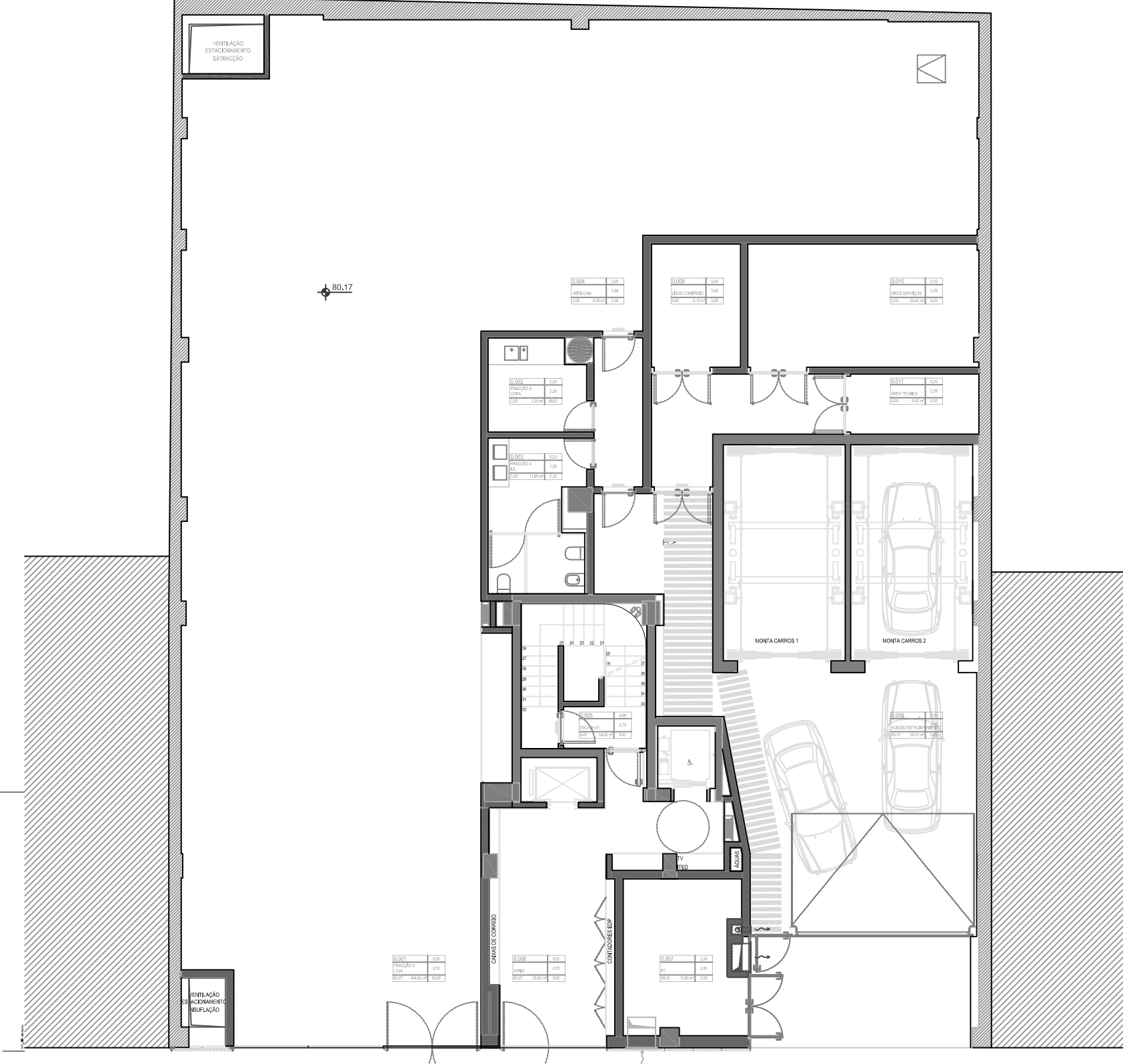
ANEXOS

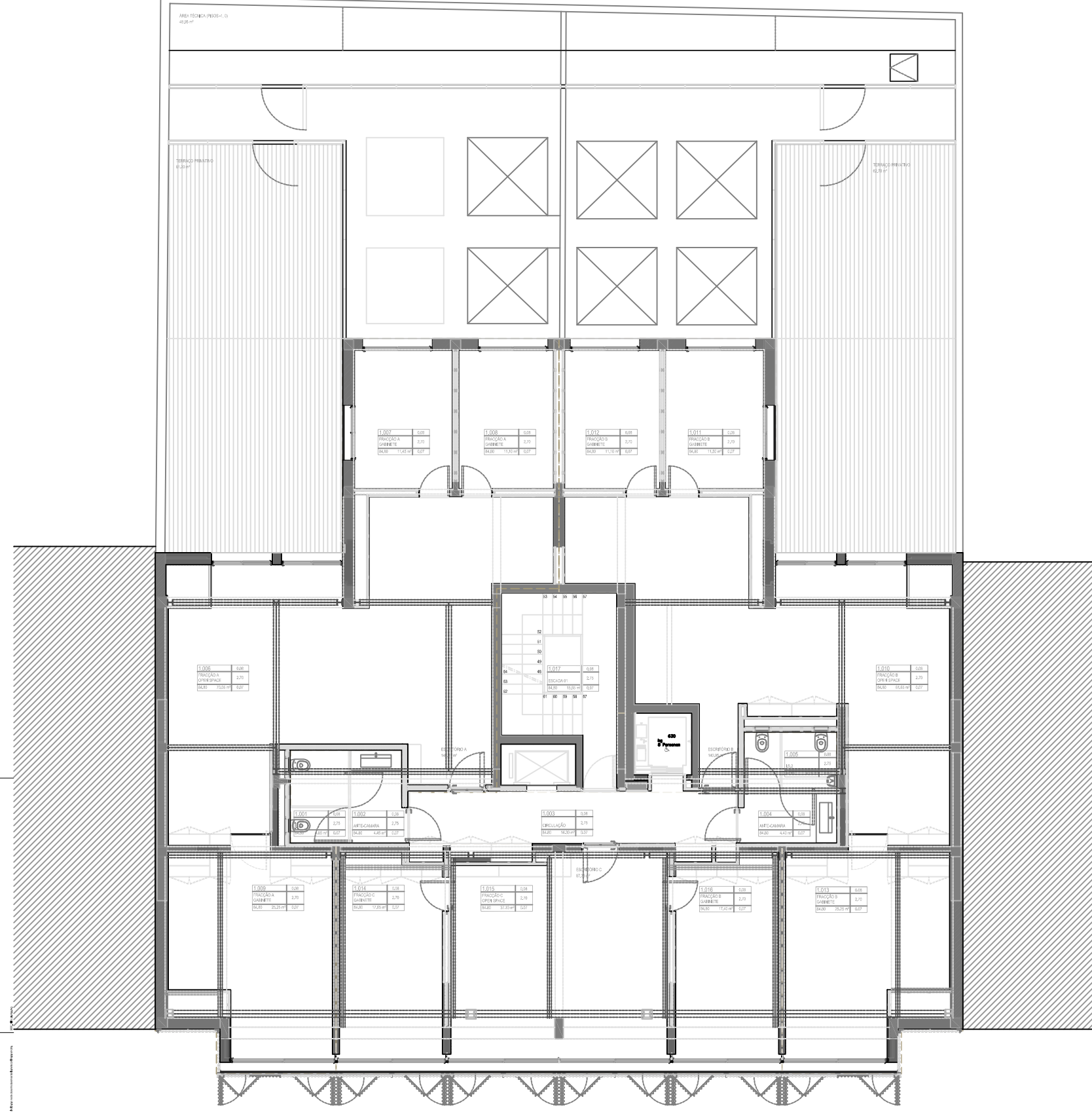
I. Desenhos de arquitetura do edifício	69
II. Desenhos de dimensionamento da intervenção de reabilitação estrutural	77
III. Orçamento da intervenção de reabilitação estrutural	83
IV. Orçamento da intervenção de construção nova (reconstrução)	87
V. Índice dos eixos do modelo	91
VI. Geometria do modelo	95
VII. Numeração do modelo	115
VIII. Propriedades	135
I. Propriedades das seções das lajes	
II. Propriedades dos elementos verticais	
III. Propriedades dos materiais	
IV. Definição dos tendões	
IX. Ações	141
I. Casos modais	
II. Resposta espectral	
III. Definição das ações	
IV. Definição padrão de carga	
V. Massa modelada	
X. Esforços nas lajes	147
XI. Deformação nas lajes	157
XII. Esforços	163
XIII. Reações nas fundações	255
XIV. Análise modal	271
I. Corte basal	
II. Rácio da participação modal	
III. Rácio da participação das massas	
IV. Factores de participação modal	
V. Períodos e frequências	

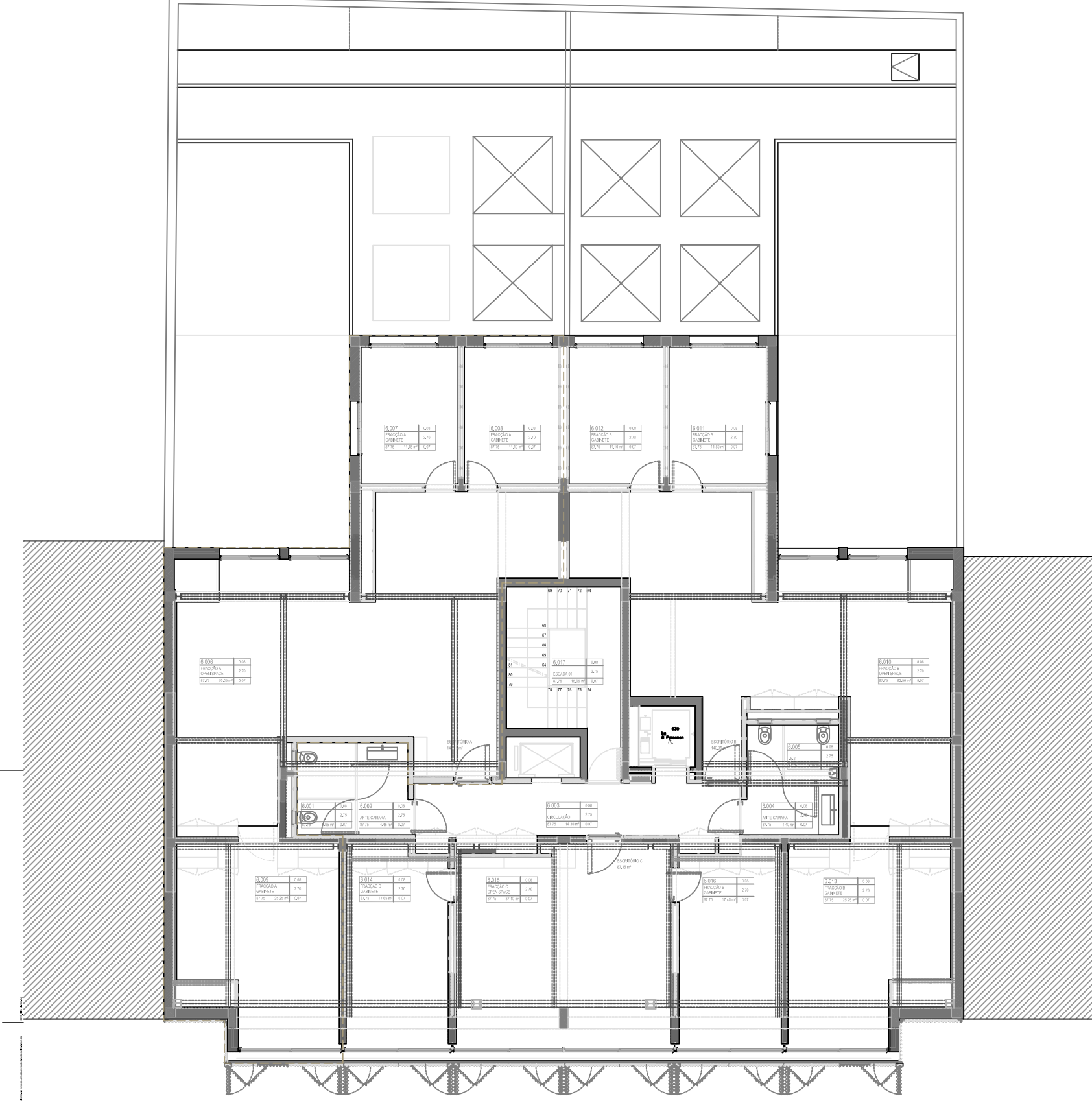


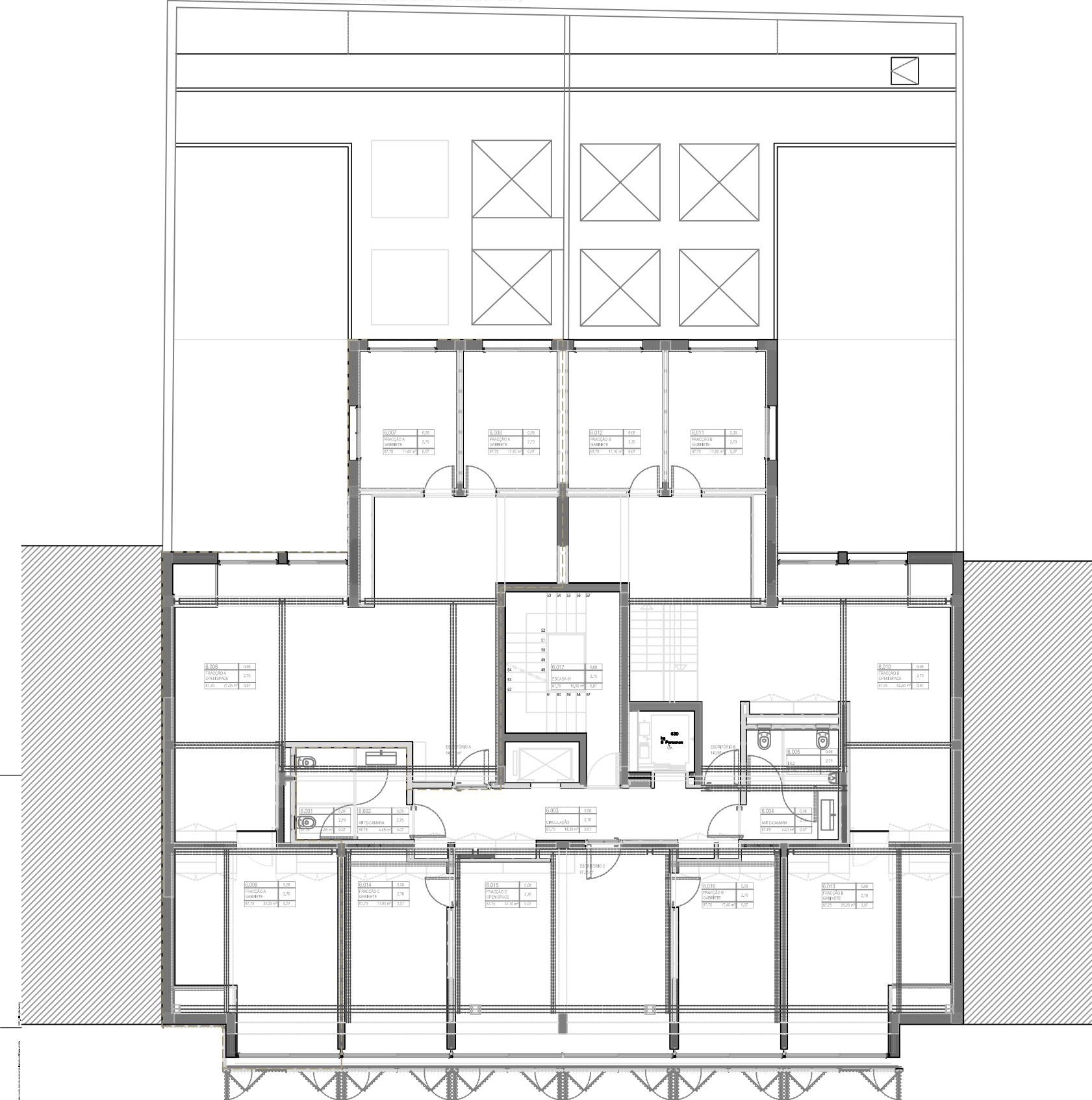
Anexo I – Desenhos de arquitectura do edifício

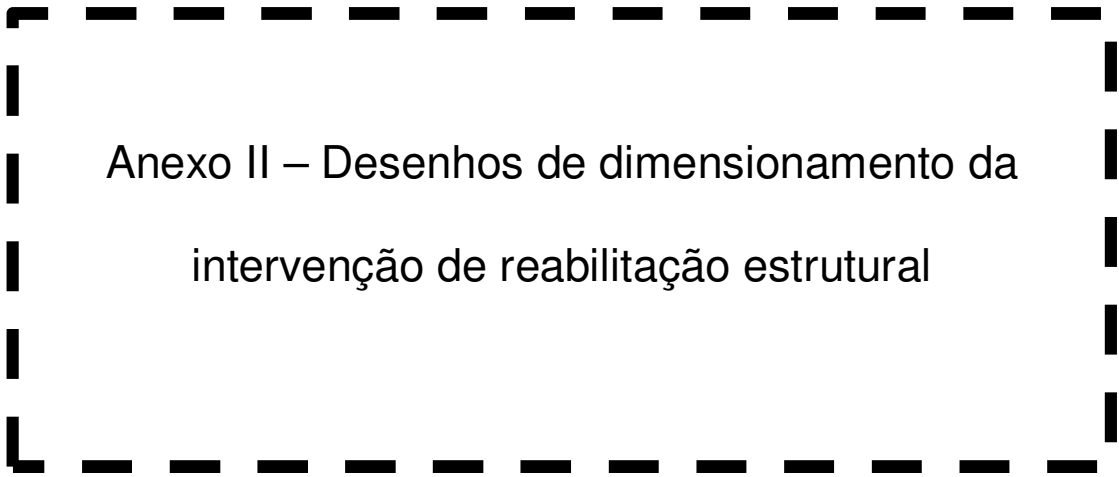




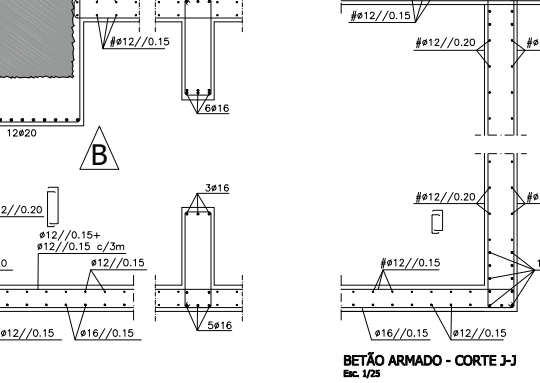
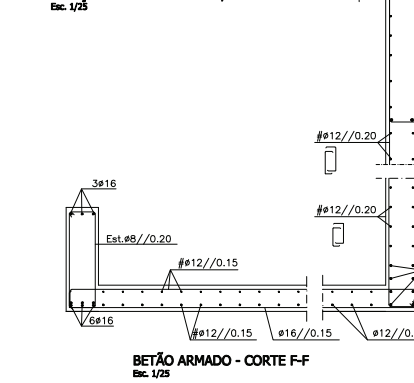
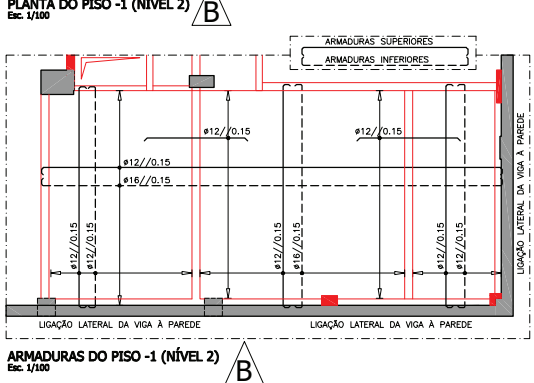
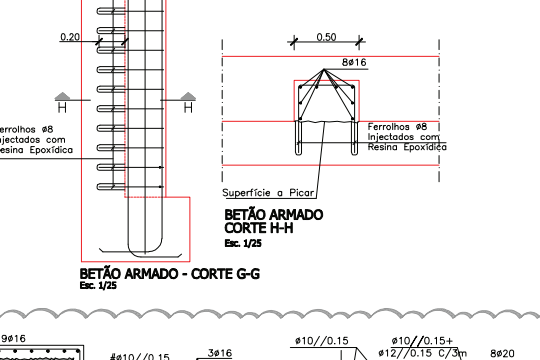
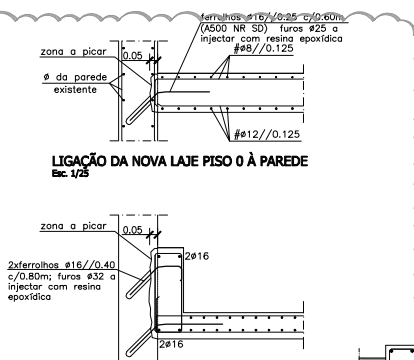
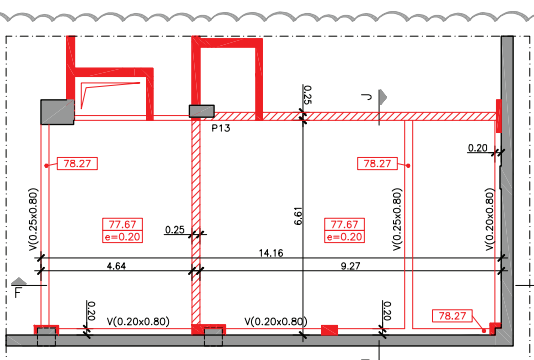
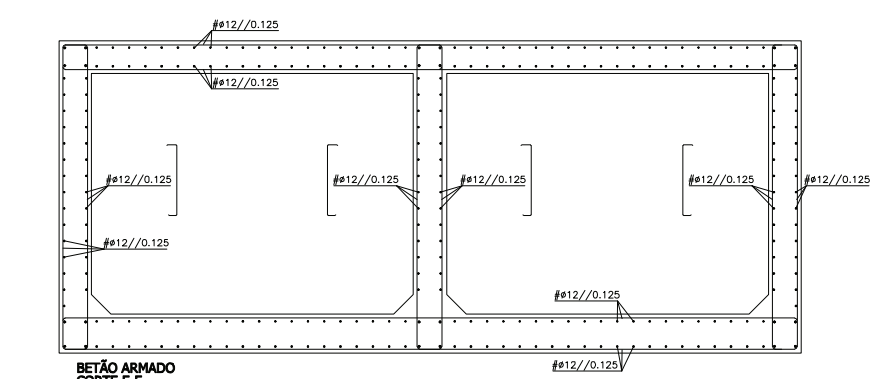
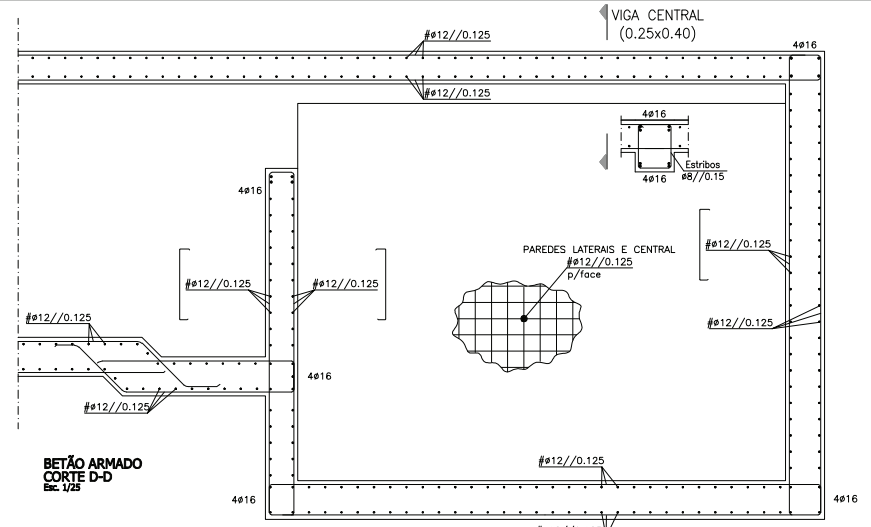
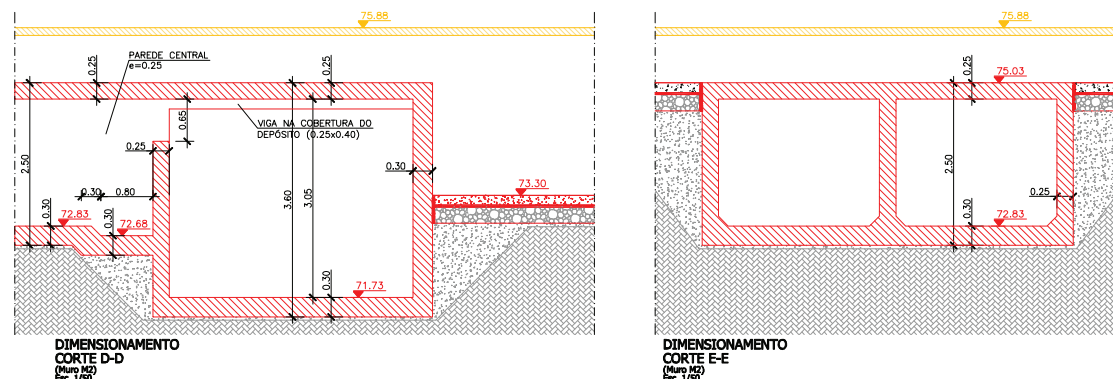
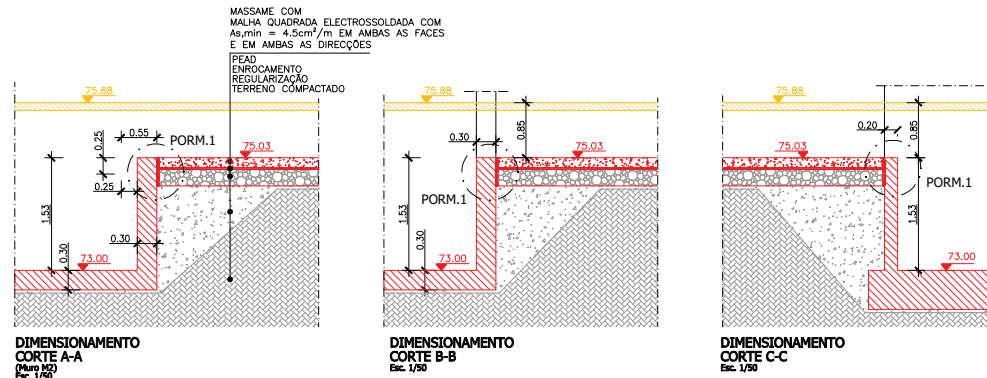
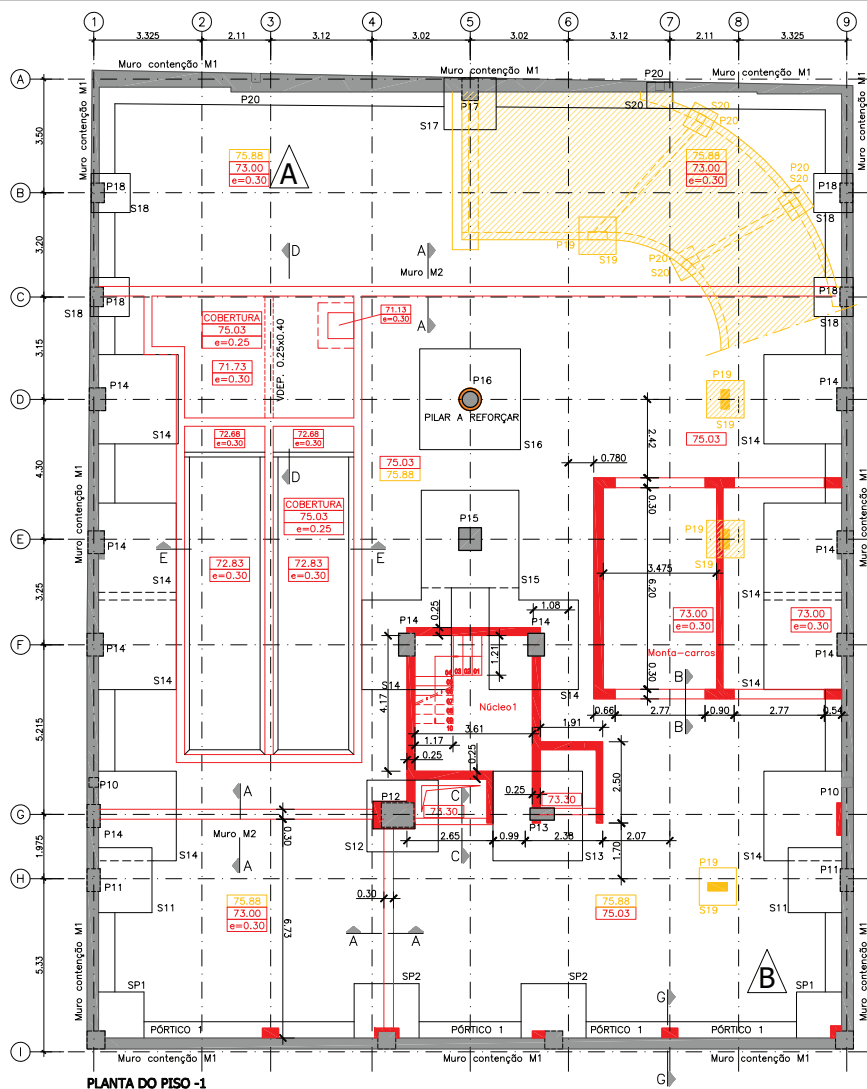




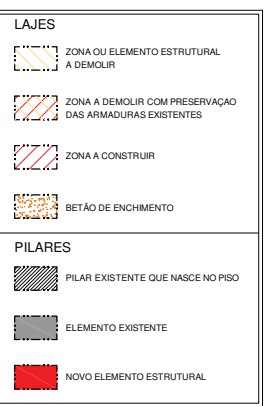




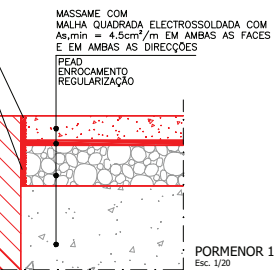
Anexo II – Desenhos de dimensionamento da
intervenção de reabilitação estrutural



MAPA DE SAPATAS		ESQUEMA	
SAPATAS	AxB	AxB	
SP2	2.00x2.00	"a" - Maior dimensão em planta "b" - Menor dimensão em planta	
SP1	0.75x0.75		
S20	0.80x0.80		
S19	1.15x1.15		
S18	1.20x1.20		
S17	1.60x1.60		
S16	3.10x3.10		
S15	3.00x3.00		
S14	2.75x2.75		
S13	2.75x2.75		
S12	2.20x2.20		
S11	2.00x2.00		
SAPATAS	AxB		

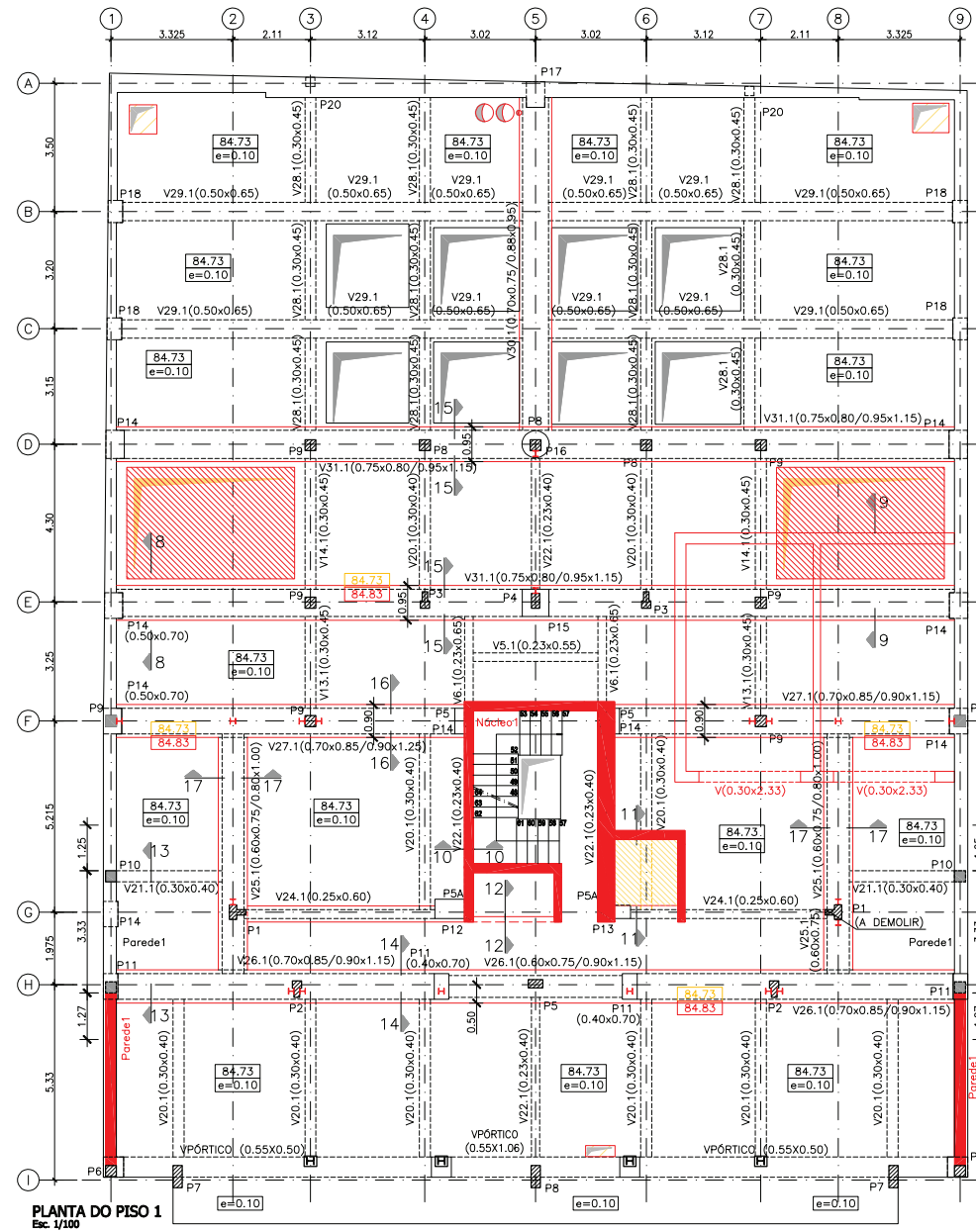
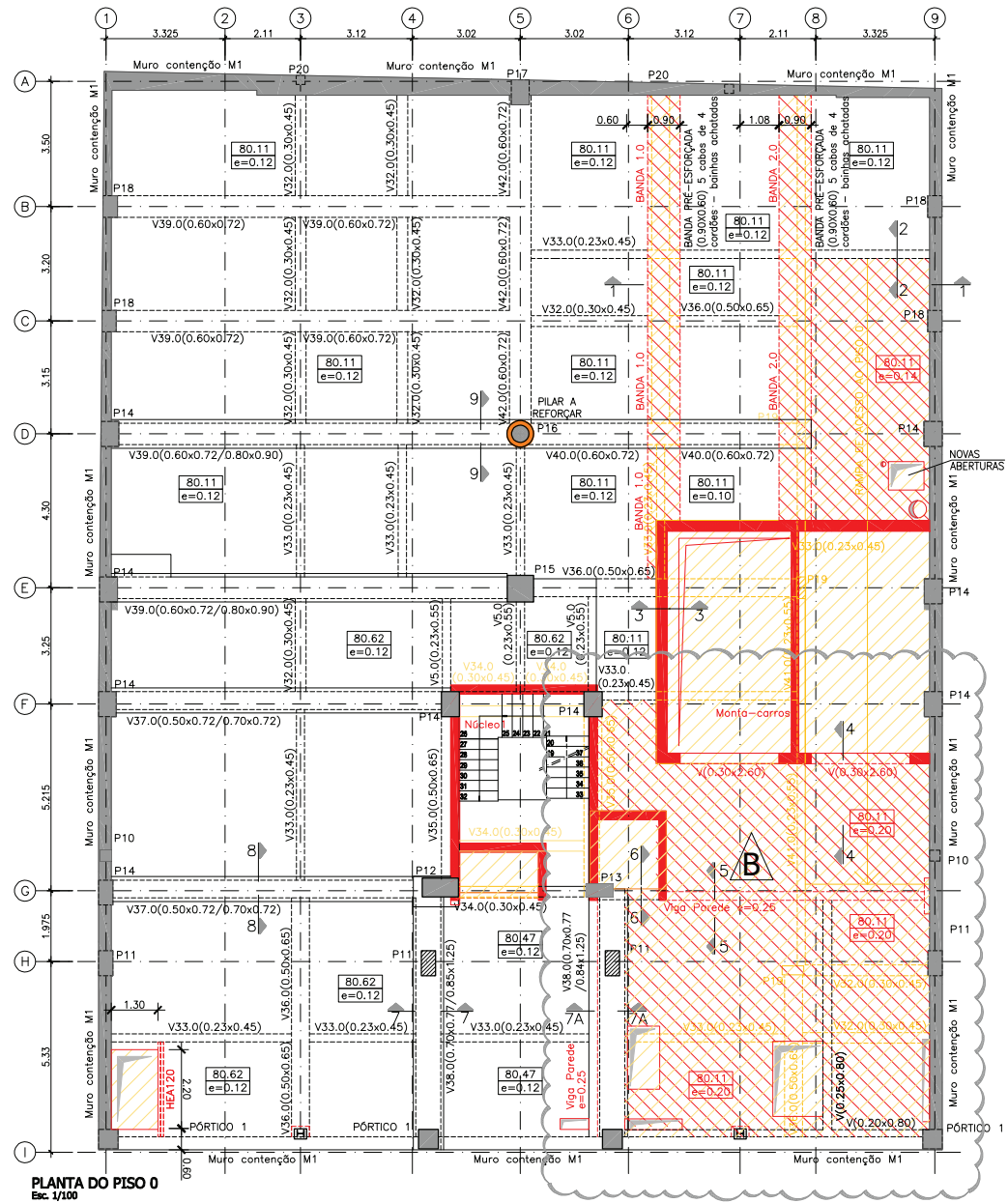


QUADRO DE MATERIAIS:	
BETÃO (*)	C80/95 RC30/37 C 64 S3
CONCRETO DE PREENCHIMENTO	C40/50 RC20/25 C 20 S3
EM CONTACTO COM O TERRENO	C80/95 RC30/37 C 64 S3
À VISTA	C80/95 RC30/37 C 64 S3
MASSAME	C80/95
REGULARIZAÇÃO	C12/15
D... 25	
ÁÇO	
ARMADURAS ORDINÁRIAS:	A500 NR S0
ARMADURAS DE PRÉ-ESFORÇO	V18007 15.7
BARRA HINCHADA (FR192-1-1)	Class 2
PERFIS METÁLICOS:	S355
CLASSE PARAFUSOS:	8.8
LAMINADOS	
LAMINADOS DE FIBRAS DE CARBONO	E ≥ 200 GPa; F _{tk} ≥ 2700 MPa; E _{tk} ≥ 1.5 %
RECOBRIMENTOS	
EM CONTACTO COM O TERRENO:	5.0 cm
VIGAS E PILARES:	3.0 cm
LAJES EM GERAL:	2.5 cm
BETÃO À VISTA:	4.0 cm



HISTÓRICO DE ALTERAÇÕES		
2009-06-15	ALTERAÇÃO DO PISO INTERMÉDIO (P1)	A
2009-04-07	ELIMINAÇÃO DOS DENTES DE CORONAMENTO DOS POÇOS DO MONTA-ARVOS	A
2009-04-07	ALTERAÇÃO DAS CORTES DE BANDO DOS POÇOS	A
2009-04-07	ALTERAÇÃO COMPLETA DO PISO INTERMÉDIO 1/0	A
2009-04-07	E DO PISO GRAMA INSTALAÇÃO DO NOVO PFI	A
2009-04-07	ELIMINAÇÃO DO PILAR P18 E REFORÇO P15	A
2009-04-07	PORTICO PRINCIPAL - ELIMINAÇÃO DOS PILARES	A
2009-04-07	REB. DOS SÓCIS. E E	A
		A

CLIENTE	
cliente	
obra	Av. Casal Ribeiro 50 - Lisboa
projecto/designação	PROJECTO DE EXECUÇÃO ESTRUTURA DIMENSIONAMENTO PISO -1
escala/data	indicadas JULHO 2009
equipa	Júlio F. Almeida / Paulo Sérgio Lobo / Carlos Pinheiro
proj. des. verif.	Júlio F. Almeida
arquivo	



NOTAS

AS LAJES DOS PISOS 1 A 7 SERÃO REFORÇADAS COM UMA CAMADA DE BETÃO COMPLEMENTAR. VER DESENHO N.º 6

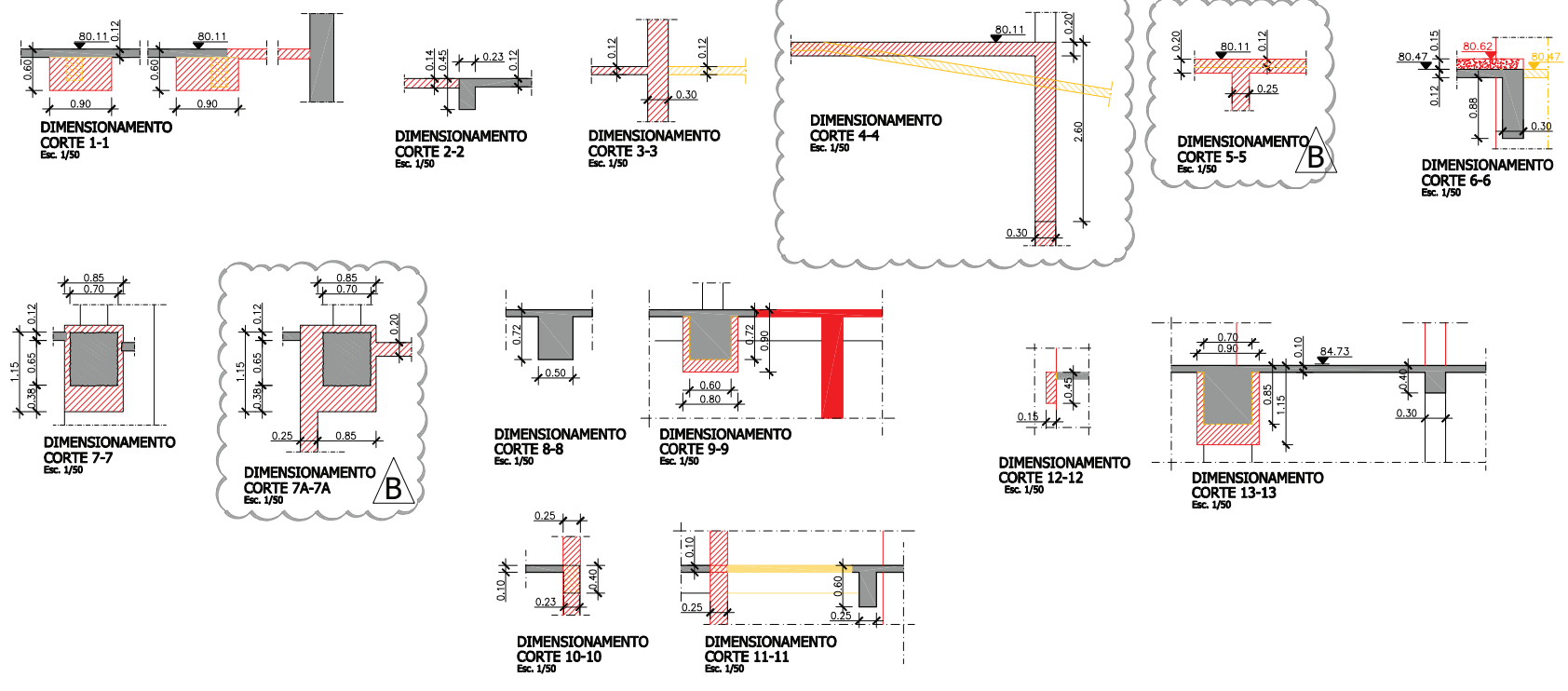
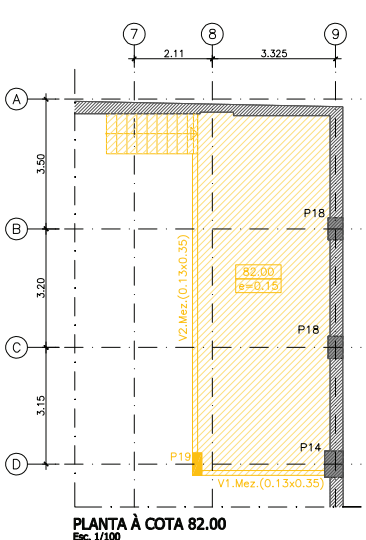
OS CORTES 14 A 17 ESTÃO PRESENTES NO DESENHO DE BETÃO ARMADO N.º 8

LAJES

- ZONA OU ELEMENTO ESTRUTURAL A DEMOLIR
- ZONA A DEMOLIR COM PRESERVAÇÃO DAS ARMADURAS EXISTENTES
- ZONA A CONSTRUIR
- BETÃO DE ENCHIMENTO

PILARES

- PILAR EXISTENTE QUE NASCE NO PISO
- ELEMENTO EXISTENTE
- NOVO ELEMENTO ESTRUTURAL



QUADRO DE MATERIAIS:

BETÃO (*)
 GERAL: C30/37 XC(P) C16,4 S3
 COM ARMADURAS DE PRÉ-ESFORÇO: C30/37 XC(P) C16,4 S3
 EM CONTACTO COM O TERRENO: C30/37 XC(P) C16,4 S3
 À VISTA: C30/37 XC(P) C16,4 S3
 MASSAME: C20/25
 REGULARIZAÇÃO: C12/15
 D... 25

ACØ
 ARMADURAS ORDINÁRIAS: A500 N0 S0
 ARMADURAS DE PRÉ-ESFORÇO: Y1800/15,7
 Bêta relaxação (EN1992-1-1): Classe 2
 PERIFIS METÁLICOS: S335
 CLASSE PARAFUSOS: 8.8

LAMINADOS
 LAMINADOS DE FIBRAS DE CARBONO
 E ≥ 200 GPa f_{tk} ≥ 2700 MPa E_{tk} ≥ 1.5 %

RECOBRIMENTOS
 EM CONTACTO COM O TERRENO: 5.0 cm
 VIGAS E PILARES: 3.0 cm
 LAJES EM GERAL: 2.5 cm
 BETÃO À VISTA: 4.0 cm

data	descrição	alteração
2010-06-15	ALTERAÇÃO DO PISO INTERMÉDIO (PT)	B
2010-04-07	ALTERAÇÃO COMPLETA DO PISO INTERMÉDIO (L0)	A
2010-04-07	E DO PISO PARA INSTALAÇÃO DO NOVO PT	A
2010-04-07	ELIMINAÇÃO DO PILAR P19 E REFORÇO P16	A
2010-04-07	ALT. RES. V37 E 8 NOVO REFORÇO V39 EM E	A
2010-04-07	PÓRTICO PRINCIPAL - ELIMINAÇÃO DOS PILARES	A
	HEB DOS EIXOS 1 E 9	A

cliente

obra

Av. Casal Ribeiro
50 - Lisboa

projecto/designação

PROJECTO DE EXECUÇÃO

ESTRUTURA

DIMENSIONAMENTO

PISOS 0 e 1

escalas/data

Indicadas

JULHO 2009

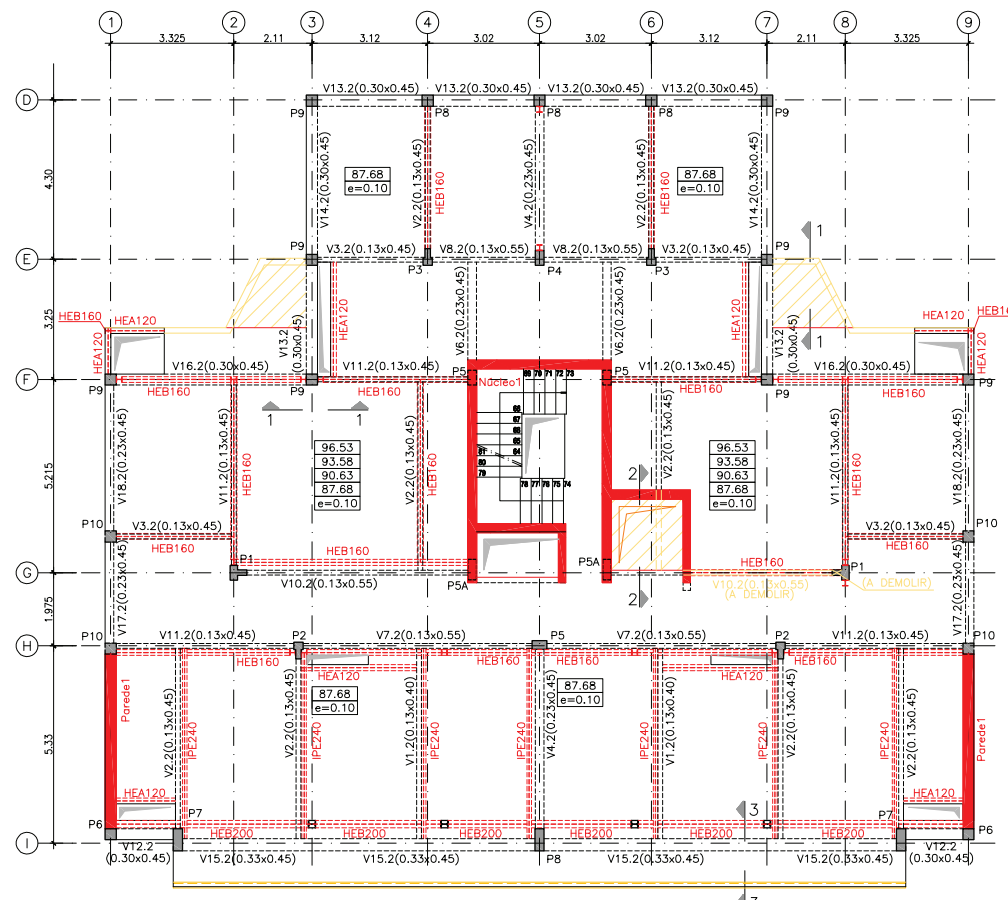
equipa

proj: João F. Almeida / Paulo Silva Lobo / Carlos Figueiredo
 des: Emanuel Soares
 verif: João F. Almeida

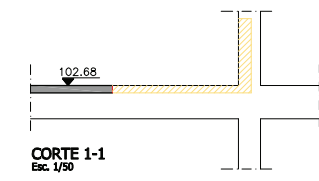
desenho nº

02B

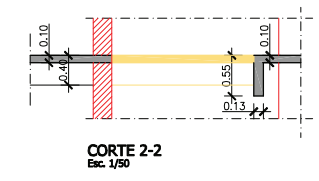
PT 02/02 COMPARTILHAMENTO DE INFORMAÇÃO DE ACORDO COM O N.º 20/04/2007



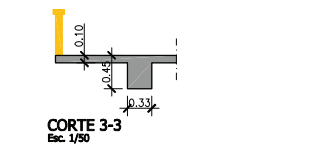
PLANTA DOS PISOS 2 a 5
Esc. 1/100



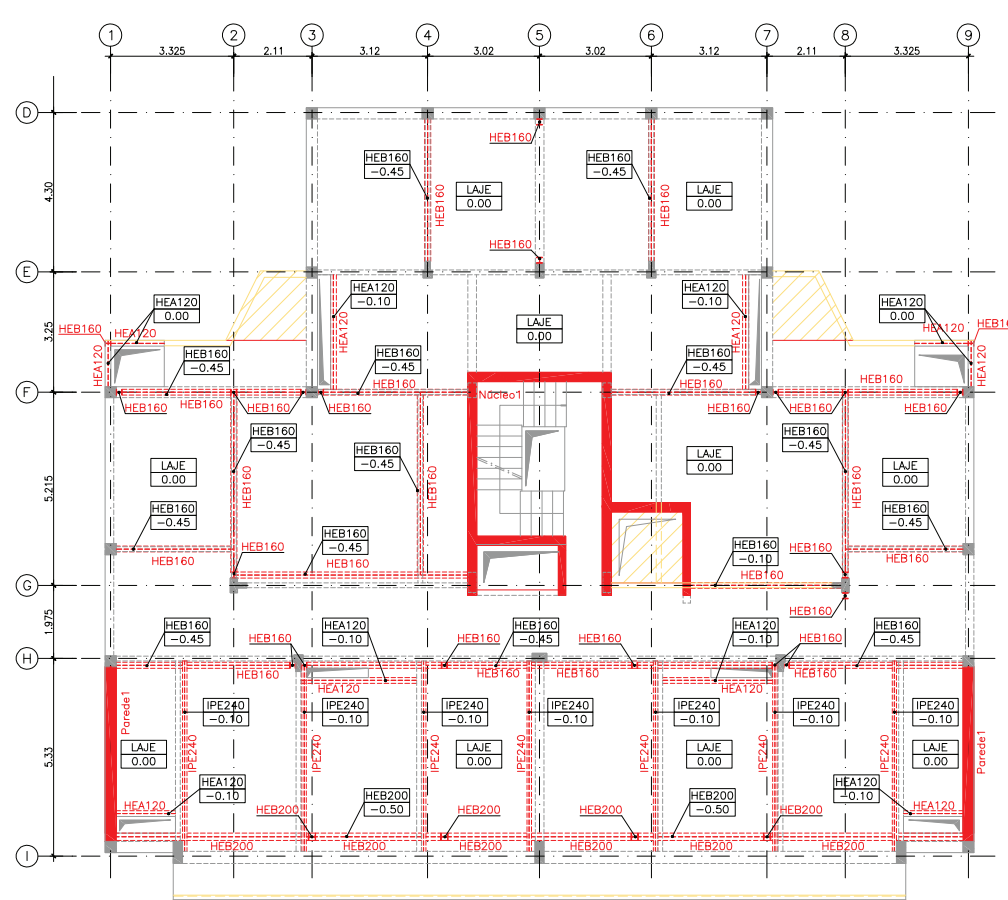
CORTE 1-1
Esc. 1/50



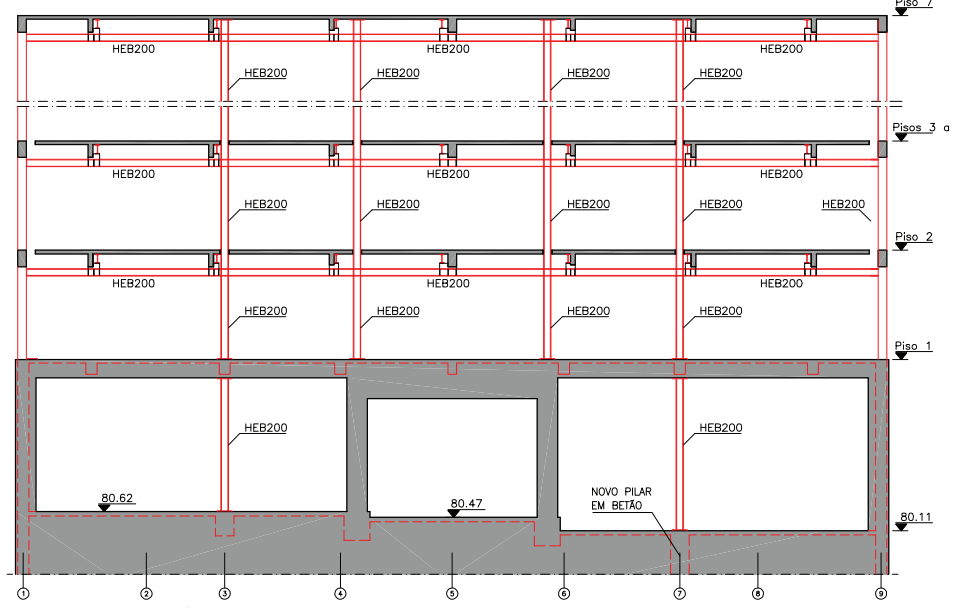
CORTE 2-2
Esc. 1/50



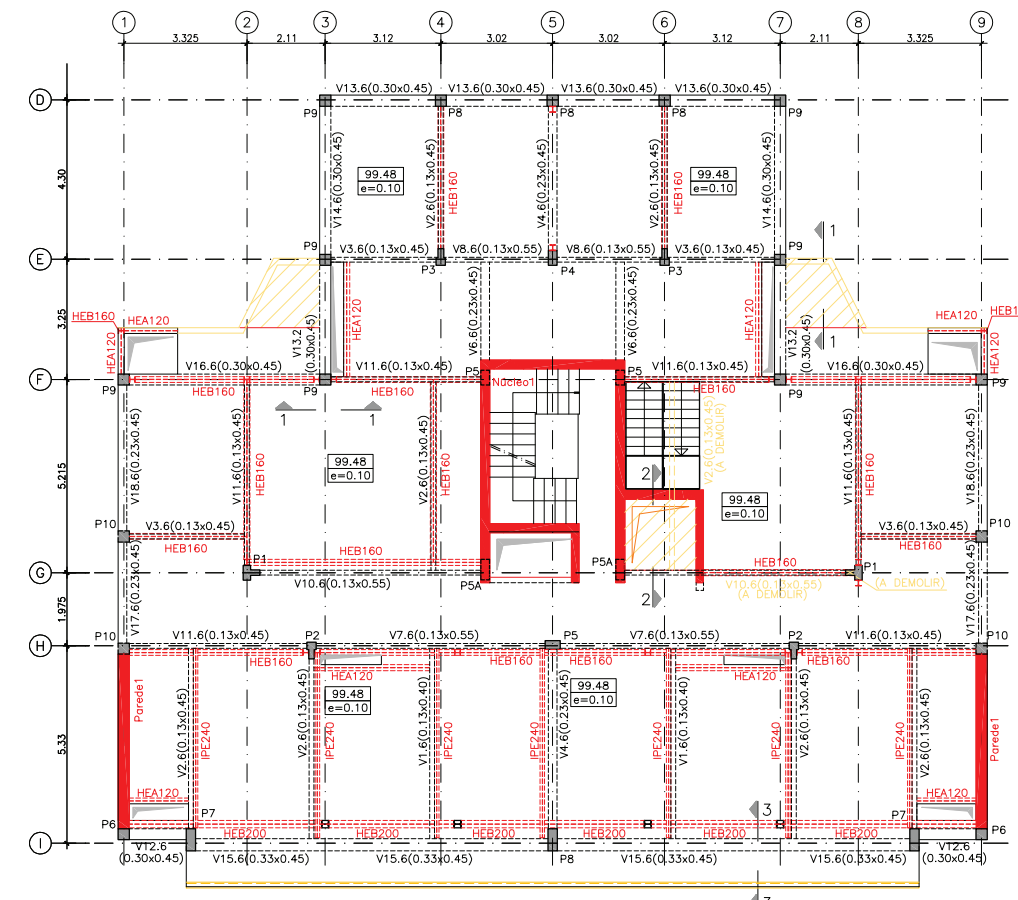
CORTE 3-3
Esc. 1/50



ESTRUTURA METÁLICA PISOS 2 a 7 - REFORÇOS
Esc. 1/100



PÓRTICO METÁLICO
(Eixo I)
Esc. 1/100



PLANTA DO PISO 6
Esc. 1/100

LAJES			
	ZONA OU ELEMENTO ESTRUTURAL A DEMOLIR		
	ZONA A DEMOLIR COM PRESERVAÇÃO DAS ARMADURAS EXISTENTES		
	ZONA A CONSTRUIR		
	BETÃO DE ENCHIMENTO		
PILARES			
	PILAR EXISTENTE QUE NASCE NO PISO		
	ELEMENTO EXISTENTE		
	NOVO ELEMENTO ESTRUTURAL		

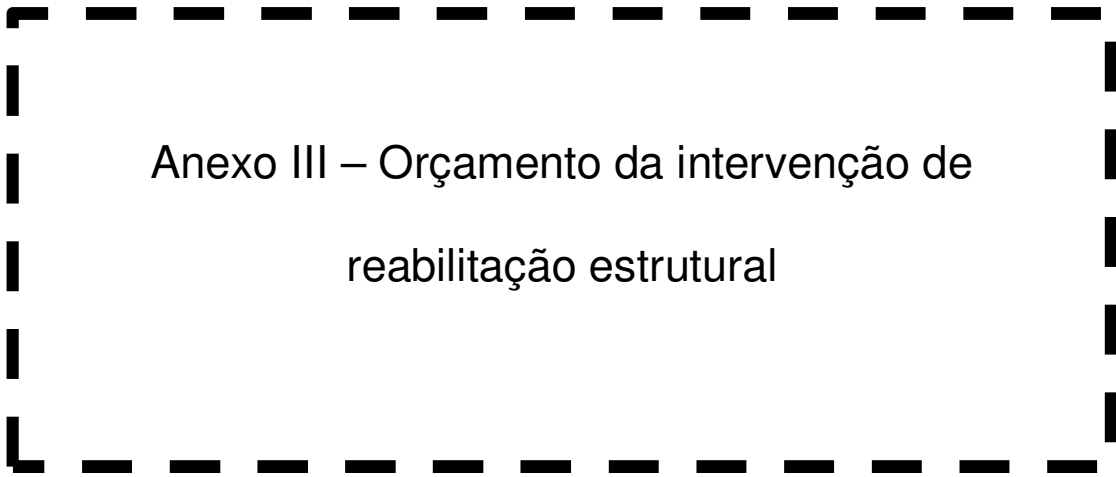
NOTAS
AS LAJES DOS PISOS 1 a 7 SERÃO REFORÇADAS COM UMA CAMADA DE BETÃO COMPLEMENTAR. VER DESENHO N.º 6

QUADRO DE MATERIAIS:

BETÃO (*)	
GERAL:	C30/37 XC3(P) C1 0,4 S3
COM ARMADURAS DE PRÉ-ESFORÇO:	C30/37 XC3(P) C1 0,2 S3
EM CONTACTO COM O TERRENO:	C30/37 XC3(P) C1 0,4 S3
À VISTA:	C30/37 XC4(P) C1 0,4 S3
MASSAME:	C30/25
REGULATIZAÇÃO:	C12/15
D... 25	
AÇO	
ARMADURAS ORDINÁRIAS:	A500 NR S0
ARMADURAS DE PRÉ-ESFORÇO:	Y1860S7 15,7
Balão relaxação (EN1592-1-1):	Classe 2
PERFIS METÁLICOS:	S355
CLASSE PARAFUSOS:	8.8
LAMINADOS	
LAMINADOS DE FIBRAS DE CARBONO:	E ≥ 200 GPa; f _{tk} ≥ 2700 MPa; E _{tk} ≥ 1,5 %
RECOBRIMENTOS	
EM CONTACTO COM O TERRENO:	5,0 cm
VIGAS E PILARES:	3,0 cm
LAJES EM GERAL:	2,5 cm
BETÃO À VISTA:	4,0 cm

data	descrição	alteração
2010-04-07	PÓRTICO PRINCIPAL - ELIMINAÇÃO DOS PILARES HEB DOS EIXOS 1 E 9	A

cliente	TRILITO
obra	Av. Casal Ribeiro 50 - Lisboa
projecto/designação	PROJECTO DE EXECUÇÃO ESTRUTURA DIMENSIONAMENTO PISOS 2 a 6
escalas/data	Indicadas JULHO 2009
equipa	João F. Almeida / Paulo Silva Lobo / Carlos Figueiredo
proj.	Emmanuel Santos
des.	João F. Almeida
verif.	



Anexo III – Orçamento da intervenção de
reabilitação estrutural

11.06.2009

AV. CASAL RIBEIRO - N.50 - LISBOA

ESTRUTURAS - REABILITAÇÃO

ORÇAMENTO

Artº Nº	Designação	Un.	Quant. Totais	Preço unitário	Importância	Total Capítulo
<p>As eventuais referências a marcas, de materiais, de produtos ou de equipamentos, são apresentadas a título meramente indicativo de qualidade pretendida, devendo entender-se associadas ao termo " ou equivalente"</p>						
1.1 SUPERESTRUTURA						
1.1.1 BETÕES						
1.1.1.1	Fornecimento e colocação de betão C30/37 XC3, armado com Aço A500 NR conforme projecto e CTE.					
1.1.1.2	Em paredes	m3	303.33	250.00 €	75.831.25 €	
1.1.1.3	Em escadas	m3	29.00	225.00 €	6.525.00 €	
1.1.1.4	Em lajes	m3	63.00	250.00 €	15.750.00 €	
1.1.1.5	Betão leve em enchimentos	m3	24.00	100.00 €	2.400.00 €	
1.1.2 COFRAGENS						
1.1.2.1	Em paredes e pilares de muros	m2	2.427.00	25.00 €	60.675.00 €	
1.1.2.2	Em escadas	m2	144.00	20.00 €	2.880.00 €	
1.1.2.3	Em lajes e vigas	m2	105.00	15.00 €	1.575.00 €	
						159.111.25 €
1.2 REABILITAÇÃO						
1.2.1	Execução de reforço em vigas, incluindo: picagem da superfície, execução do encamisamento em betão da classe C30/37 XC3 de retração controlada, armado com aço A500NR, cofragem e escoramentos, conforme projecto e CTE.					
1.2.1.1	Vigas do piso 0	vg	1.00	3.000.00 €	3.000.00 €	
1.2.1.2	Vigas do piso 1	vg	1.00	3.000.00 €	3.000.00 €	
1.2.2	Execução de espessamento em lajes, incluindo: picagem da superfície, colocação do betão da classe C30/37 XC3 de retração controlada, armado com aço A500NR, cofragem e escoramentos, conforme projecto e CTE.	m2	900.00	15.00 €	13.500.00 €	
1.2.2	Execução de reforço em lajes, incluindo: preparação da superfície, colocação do reforço de fibras de carbono e aplicação de solução ignífuga, conforme projecto e CTE.	m	150.00	85.00 €	12.750.00 €	
						32.250.00
1.3 ESTRUTURA METÁLICA						

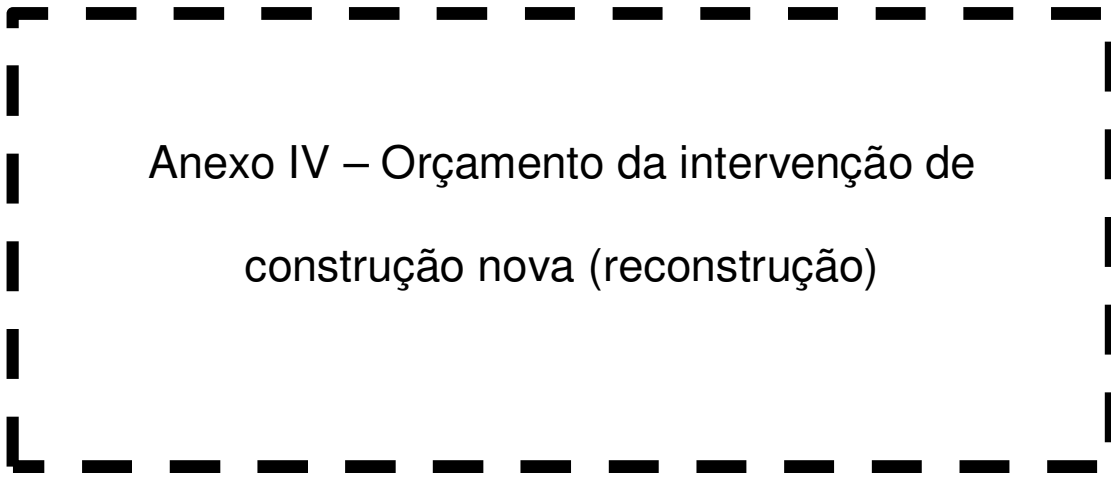
11.06.2009

AV. CASAL RIBEIRO - N.50 - LISBOA

ESTRUTURAS - REABILITAÇÃO

ORÇAMENTO

Artº Nº	Designação	Un.	Quant. Totais	Preço unitário	Importância	Total Capítulo
1.3.1	Fornecimento, transporte, montagem e execução de estruturas metálicas em aço S355 J0 incluindo esquema de pintura, ligações e todos os trabalhos complementares, conforme projecto e CTE.					
1.3.2	Em perfis	Kg	43.600.00	4.50 €	196.200.00 €	
						196.200.00
1.4	DIVERSOS					
1.4.1	AÇO EM PRÉ-ESFORÇO					
1.4.1.1	Fornecimento e colocação de aço A1600/1860 (Ap = 150 mm2) de alta resistência e baixa relaxação, em cabos de 4 cordões com bainhas planas, conforme projecto e CTE.	m	200.00	16.00 €	3.200.00 €	
						3.200.00
TOTAL						390.761.25 €



Anexo IV – Orçamento da intervenção de
construção nova (reconstrução)

30.08.2013

AV. CASAL RIBEIRO - N.50 - LISBOA

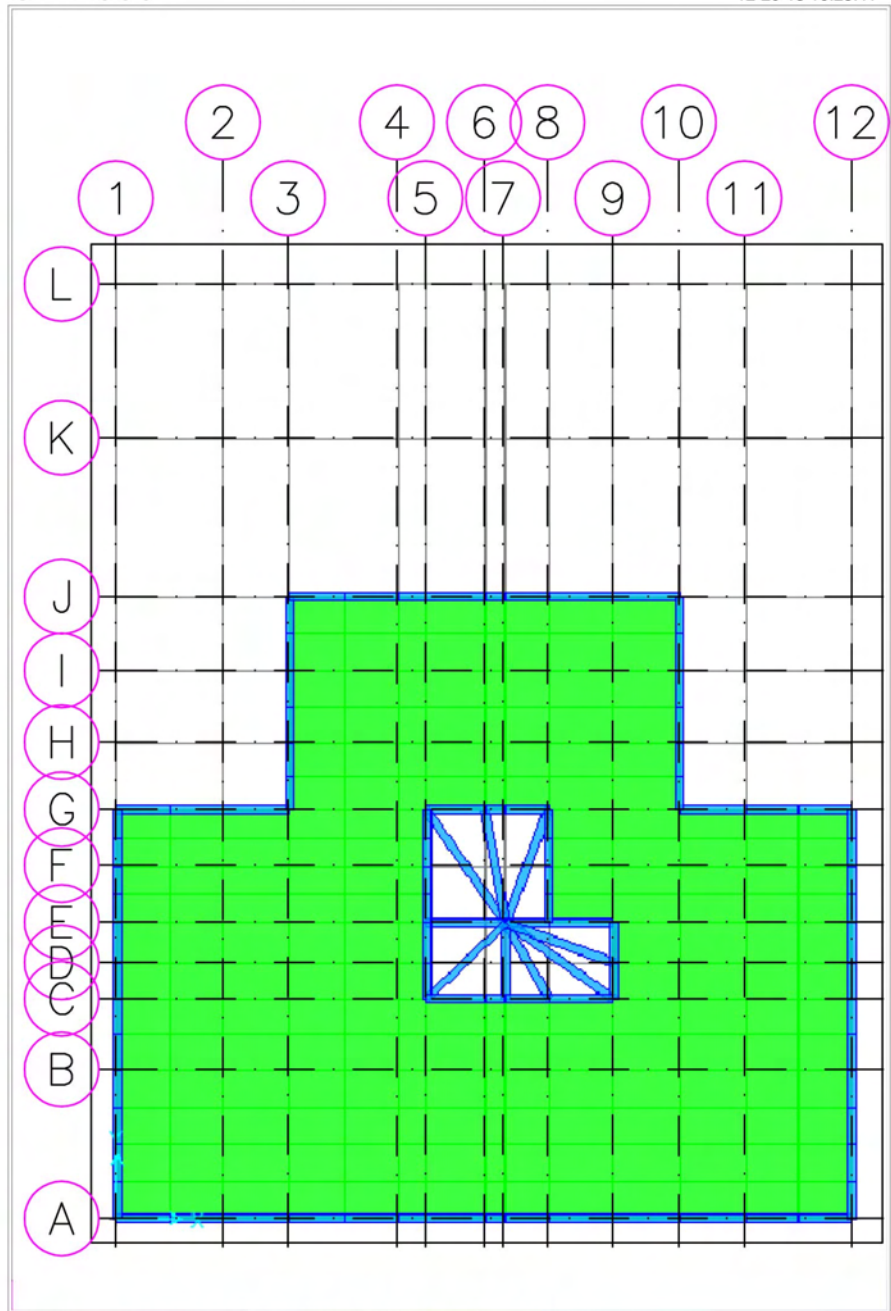
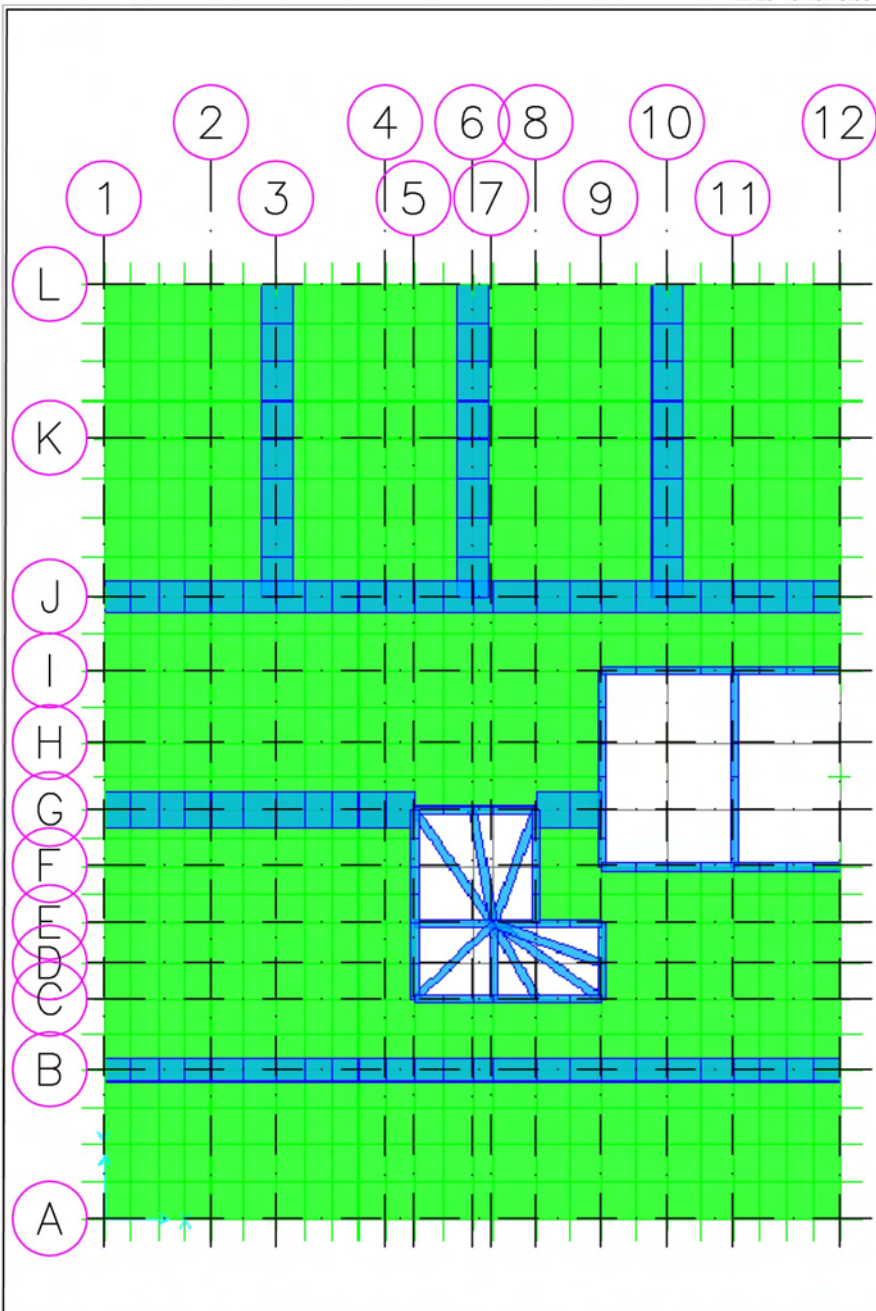
ESTRUTURAS - RECONSTRUÇÃO

ORÇAMENTO

Artº N°	Designação	Un.	Quant. Totais	Preço unitário	Importância	Total Capítulo
	As eventuais referências a marcas, de materiais, de produtos ou de equipamentos, são apresentadas a título meramente indicativo de qualidade pretendida, devendo entender-se associadas ao termo " ou equivalente"					
1.1 SUPERESTRUTURA						
1.1.1	BETÕES					
1.1.1.1	Fornecimento e colocação de betão C30/37 XC3, armado com Aço A500 NR conforme projecto e CTE.					
1.1.1.2	Em paredes	m3	209.83	250.00 €	52.458.38 €	
1.1.1.3	Em escadas	m3	166.98	225.00 €	37.570.43 €	
1.1.1.4	Em lajes	m3	1.038.42	250.00 €	259.605.59 €	
1.1.1.5	Betão leve em enchimentos	m3	24.00	100.00 €	2.400.00 €	
1.1.1.6	Em sapatas	m3	237.71	250.00 €	59.427.50 €	
1.1.1.7	Betão de regularização	m3	8.50	100.00 €	850.00 €	
1.1.1.8	Em pilares	m3	64.85	250.00 €	16.211.88 €	
1.1.1.9	Em vigas	m3	282.73	250.00 €	70.682.50 €	
1.1.2	COFRAGENS					
1.1.2.1	Em paredes e pilares de muros	m2	2.427.00	25.00 €	60.675.00 €	
1.1.2.2	Em escadas	m2	144.00	20.00 €	2.880.00 €	
1.1.2.3	Em lajes e vigas	m2	105.00	15.00 €	1.575.00 €	
						564.336.27 €
1.4 DIVERSOS						
1.4.1	AÇO EM PRÉ-ESFORÇO					
1.4.1.1	Fornecimento e colocação de aço A1600/1860 (Ap = 150 mm2) de alta resistência e baixa relaxação, em cabos de 4 cordões com bainhas planas, conforme projecto e CTE.	m	251.00	16.00 €	4.016.00 €	
1.5.1	Demolição	m2	4.596.00	50.00 €	229.800.00 €	
						233.816.00
TOTAL						798.152.27 €



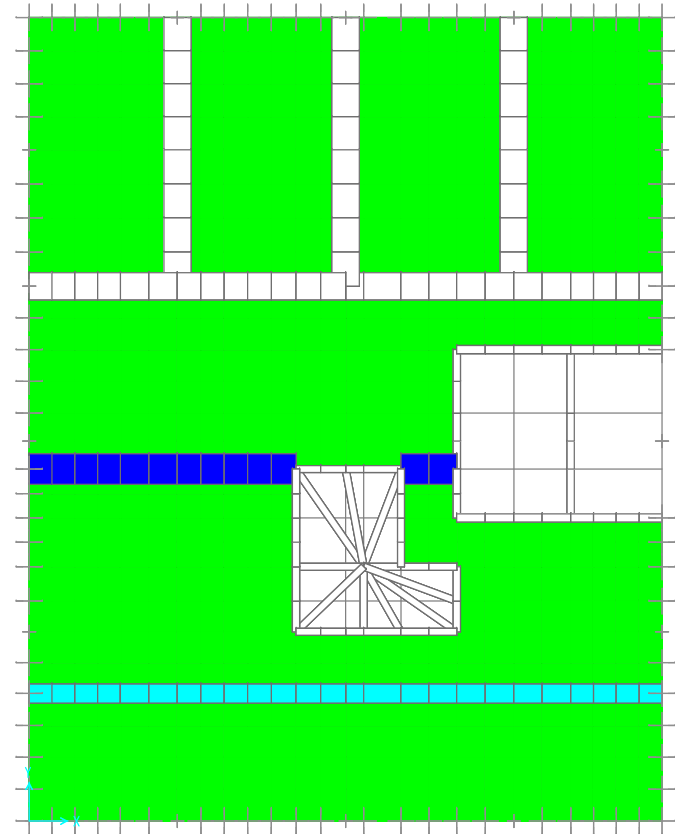
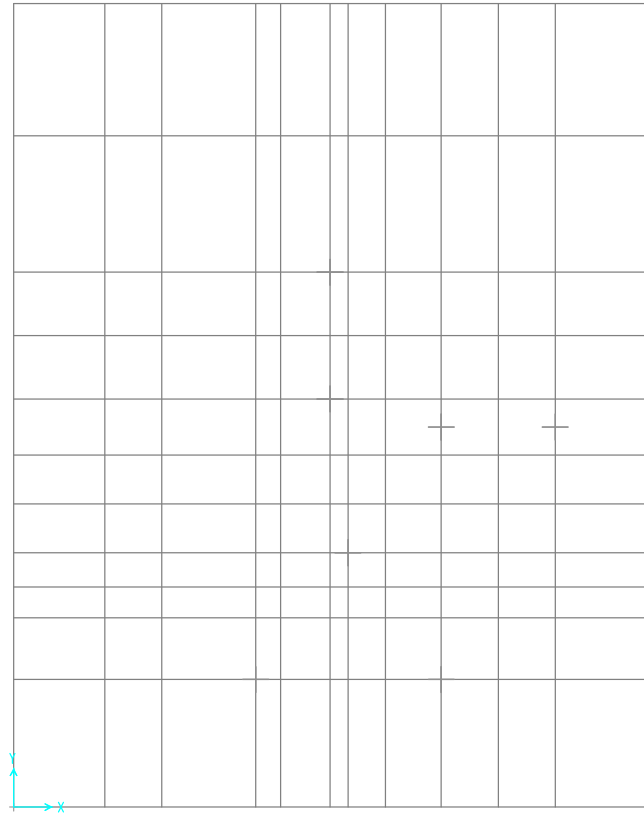
Anexo V – Índice dos eixos do modelo

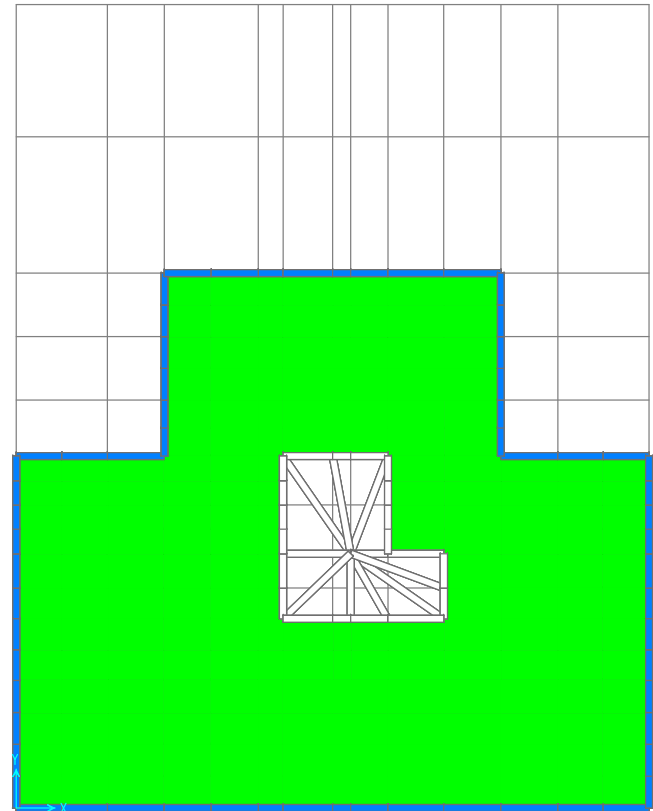
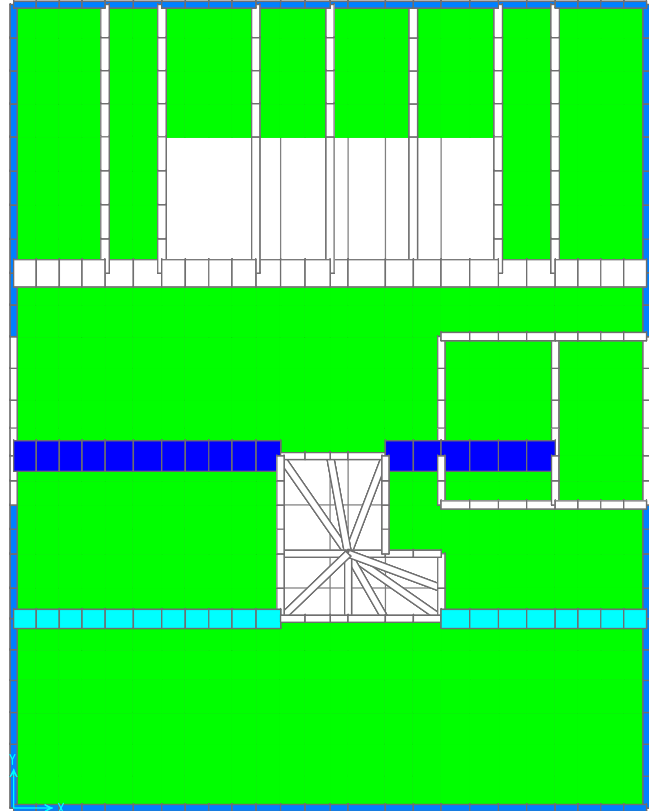


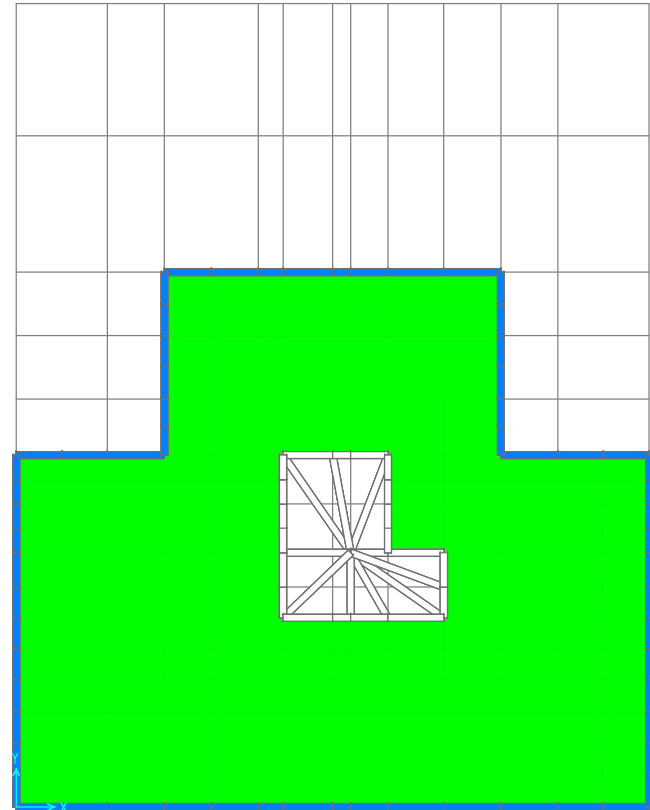
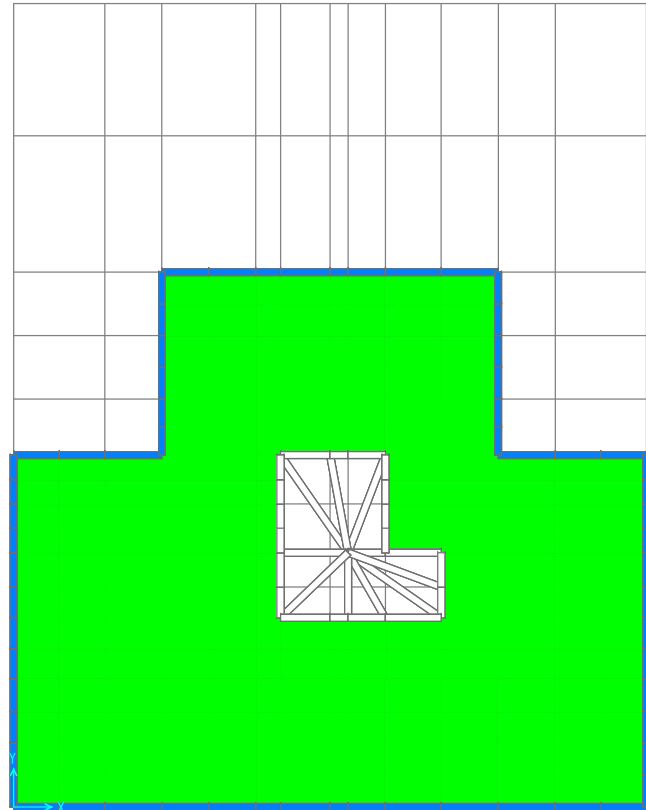
EIXO	Y	EIXO	X
A	0	1	0
B	4,68	2	3,35
C	6,94	3	5,44
D	8,07	4	8,88
E	9,33	5	9,79
F	11,12	6	11,61
G	12,91	7	12,27
H	14,97	8	13,64
I	17,295	9	15,69
J	19,62	10	17,78
K	24,62	11	19,87
L	29,47	12	23,22

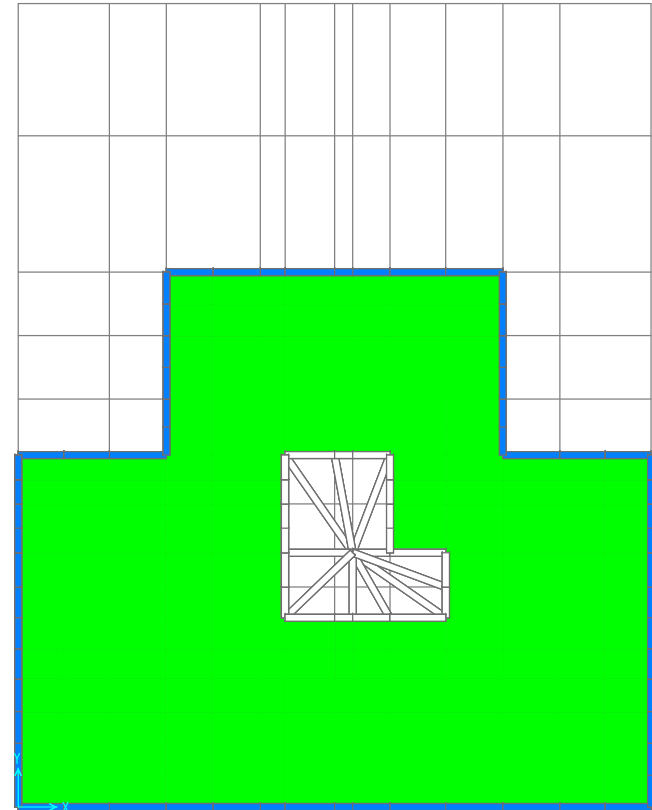
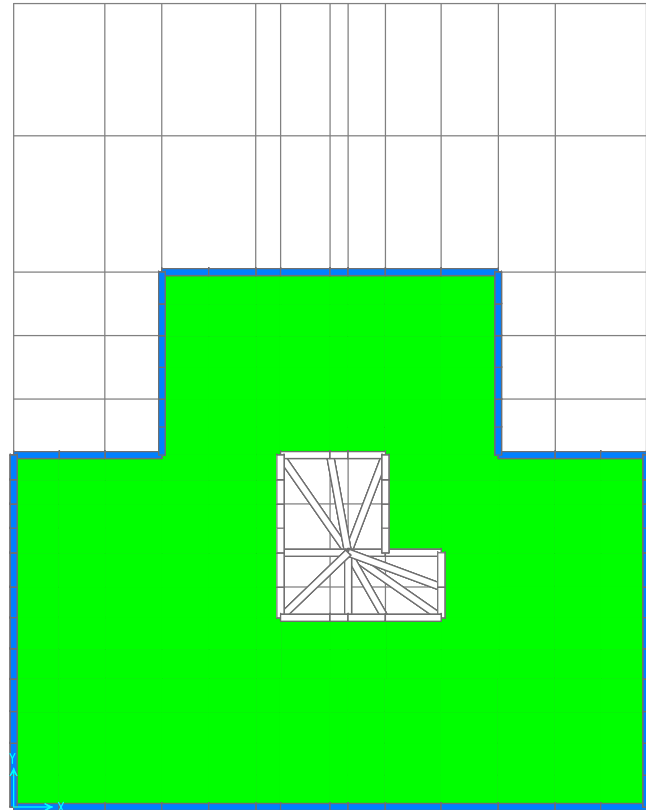


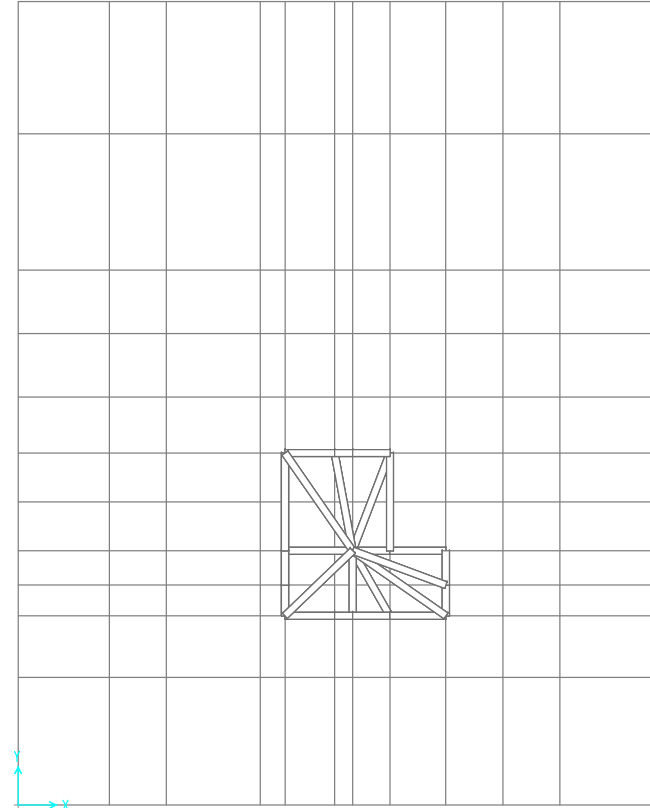
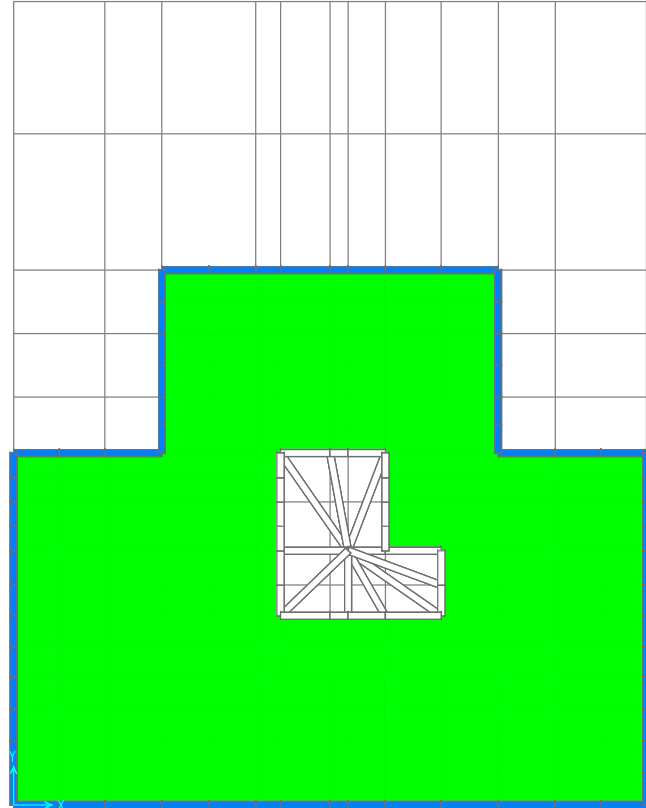
Anexo VI – Geometria do modelo

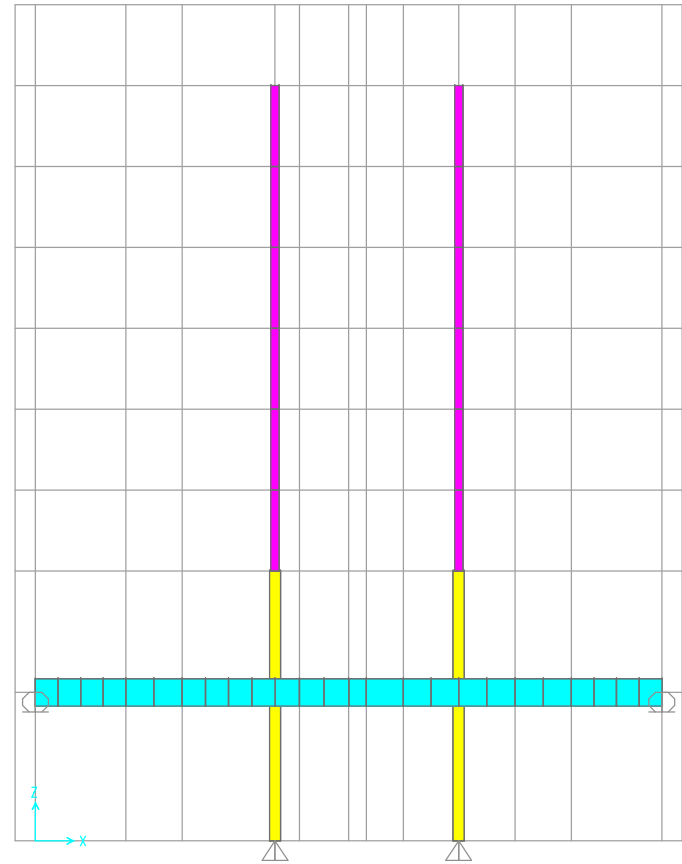
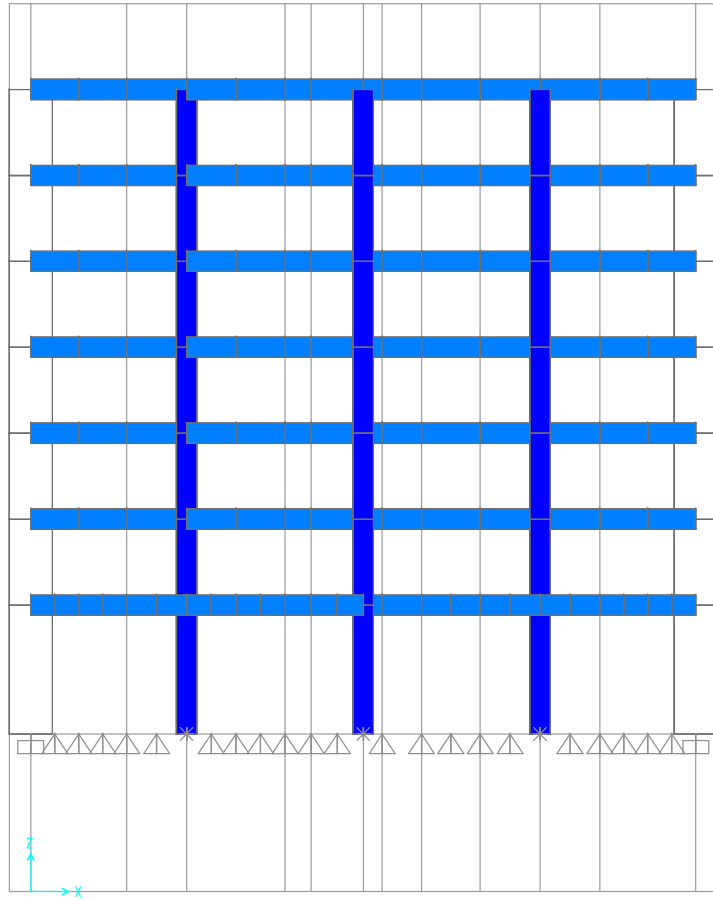


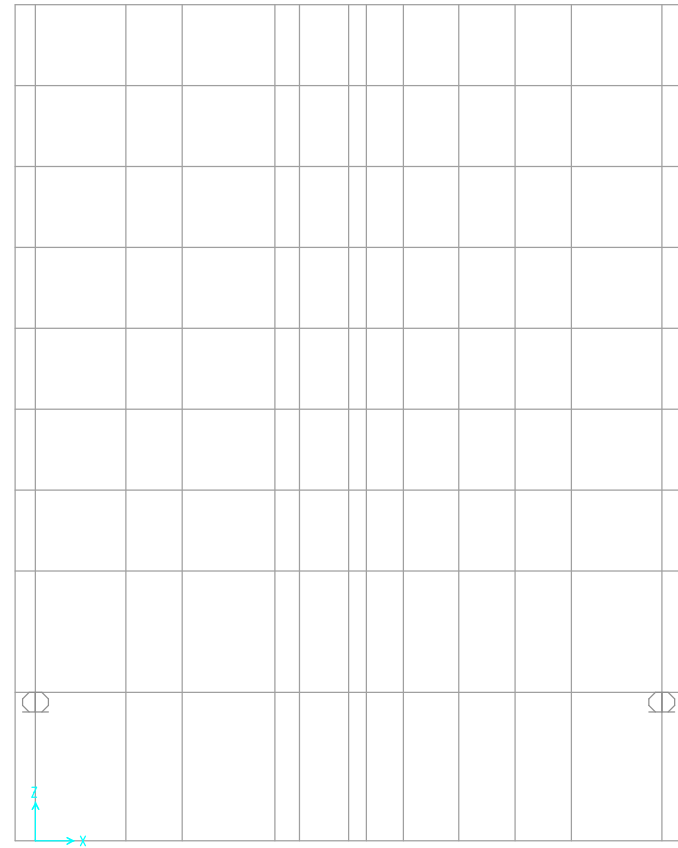
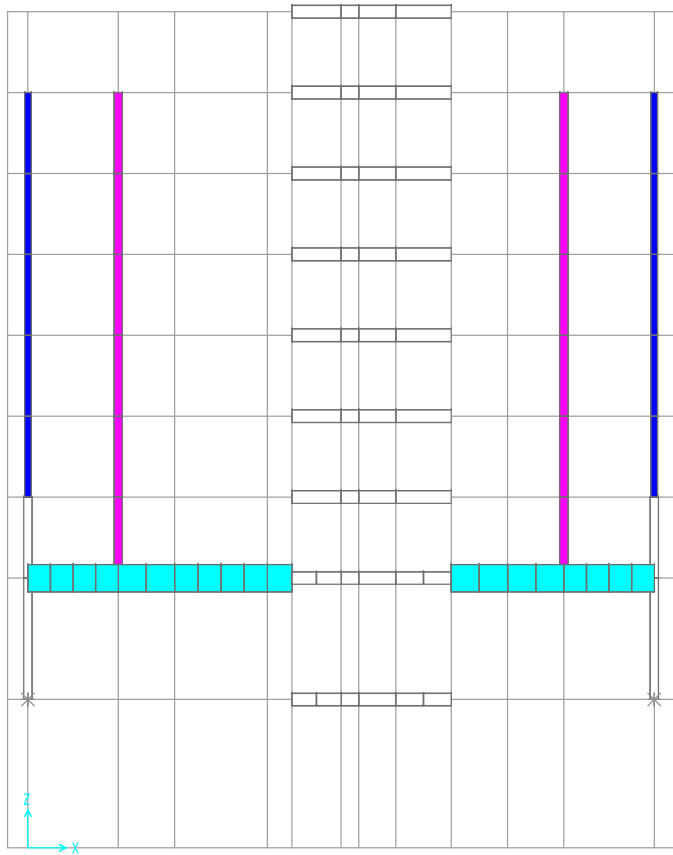


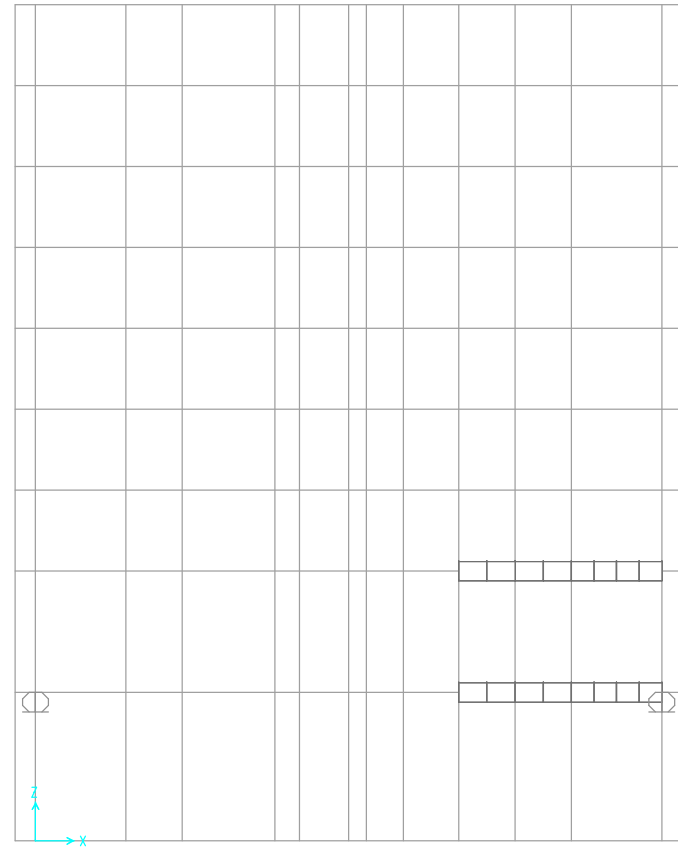
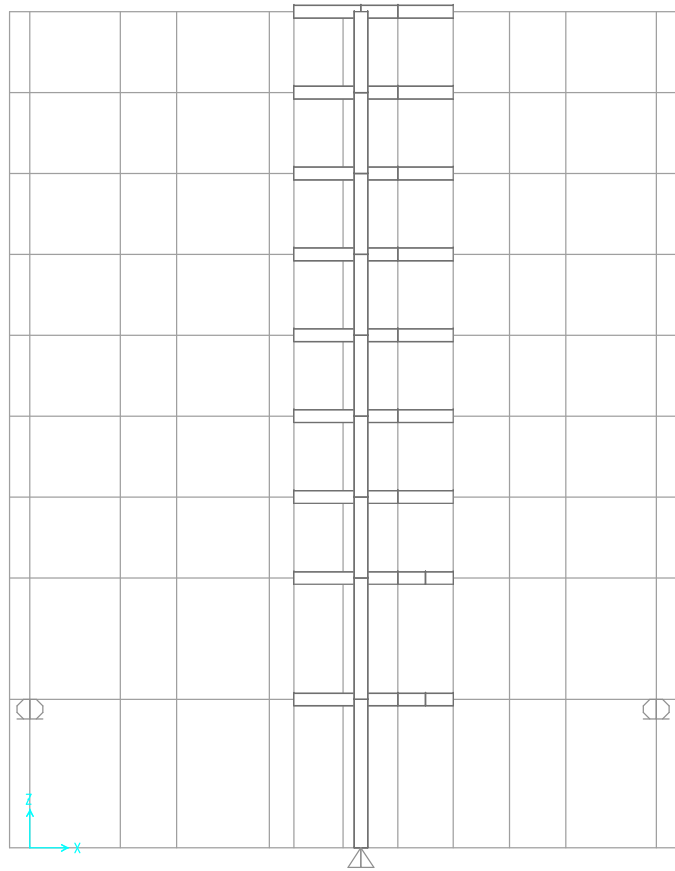


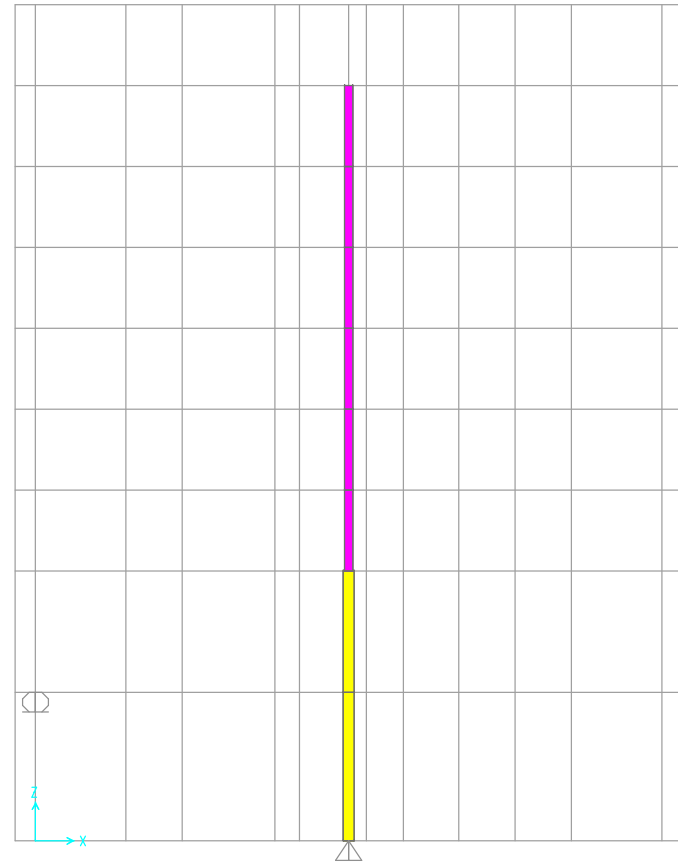
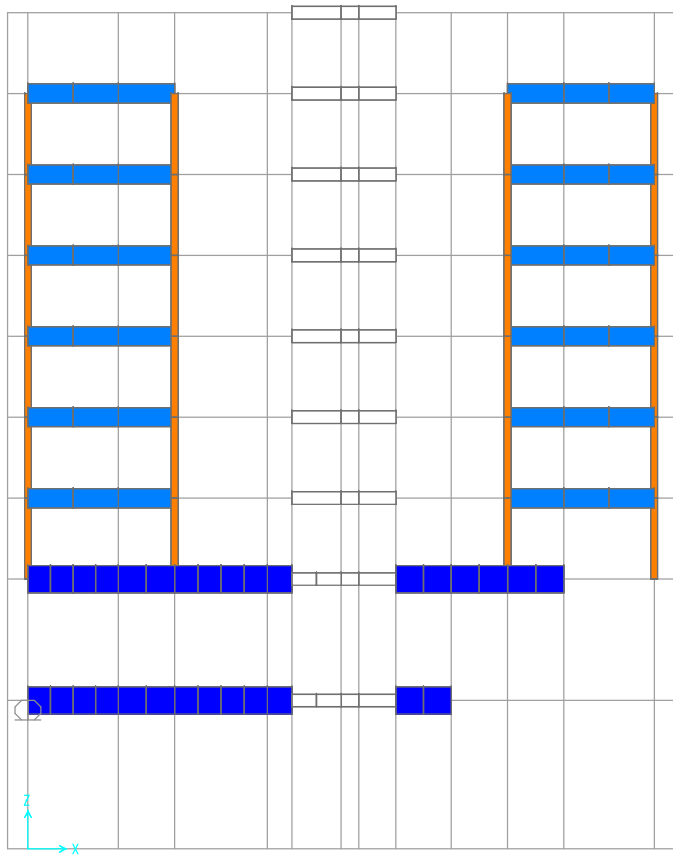


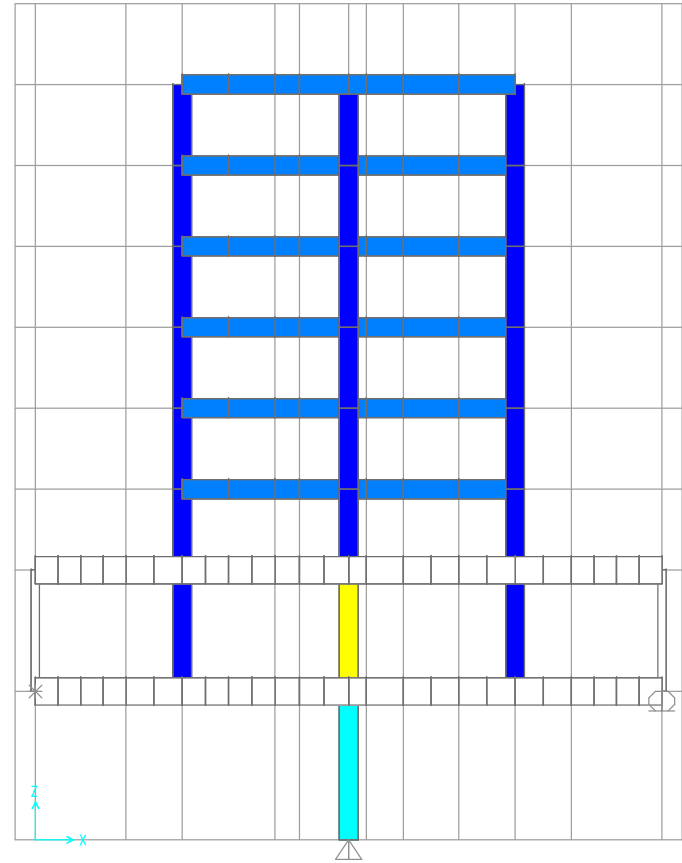
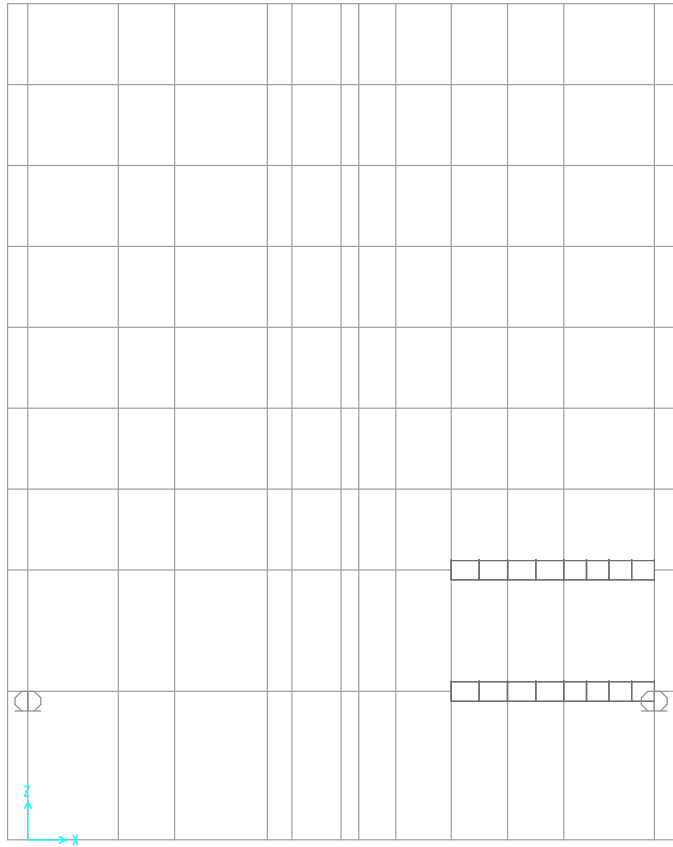


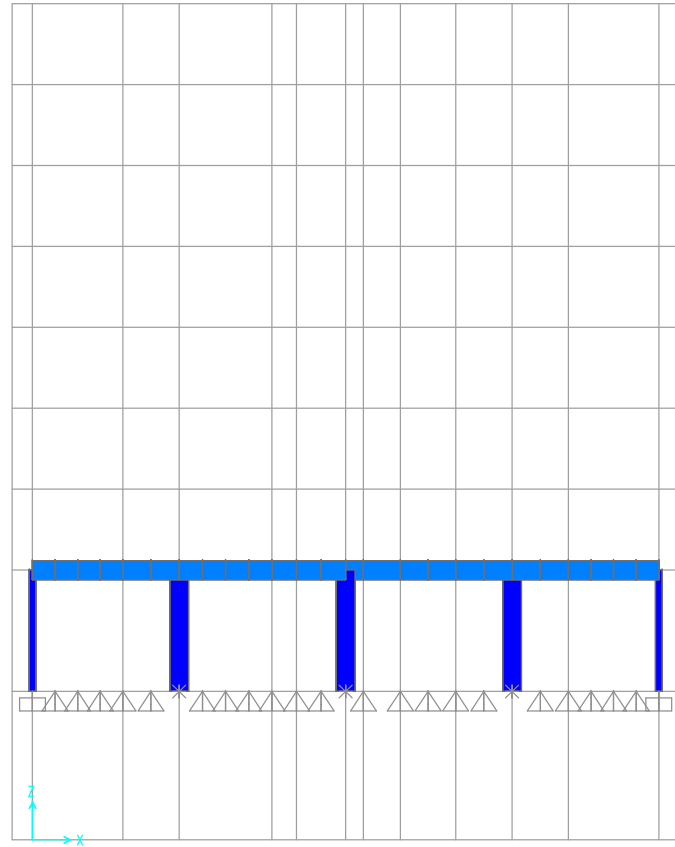
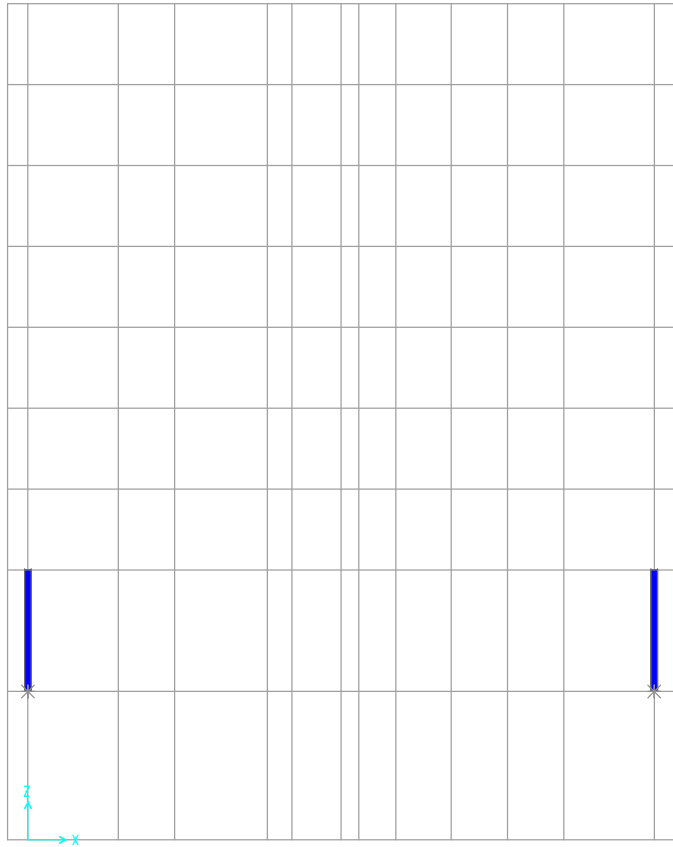


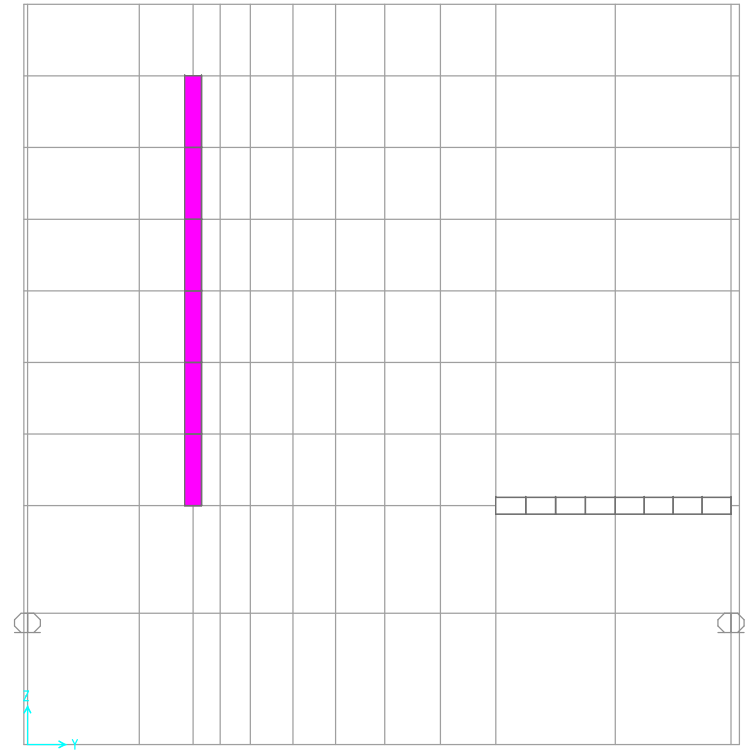
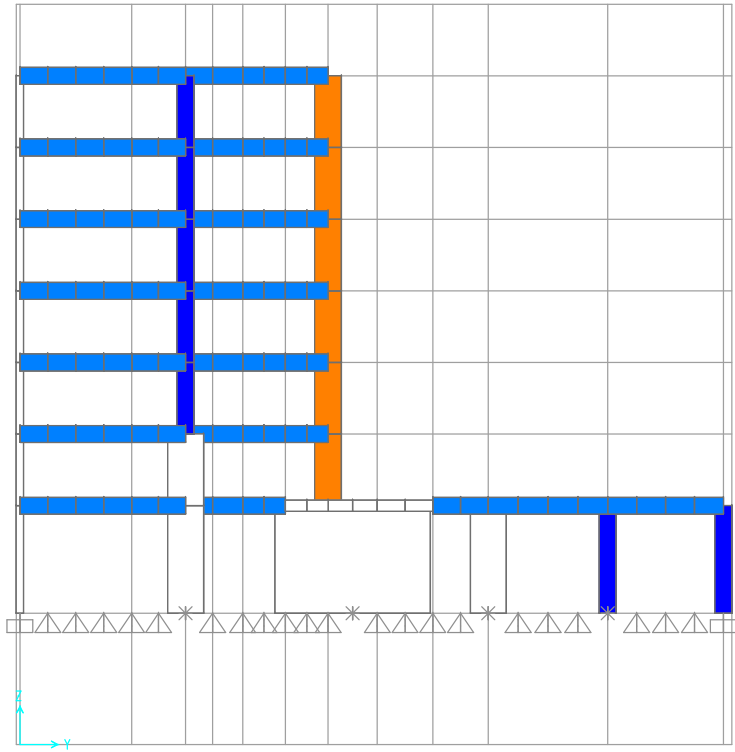


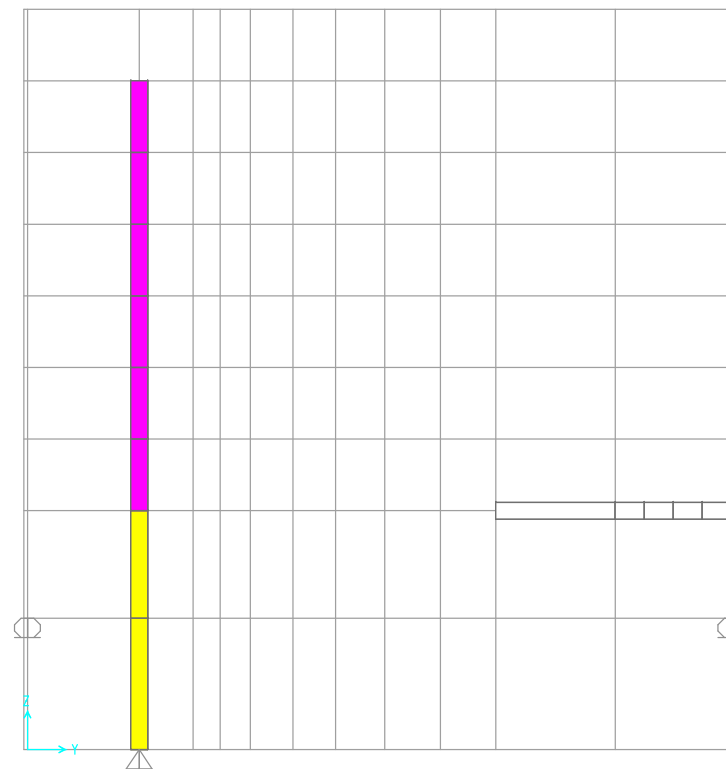
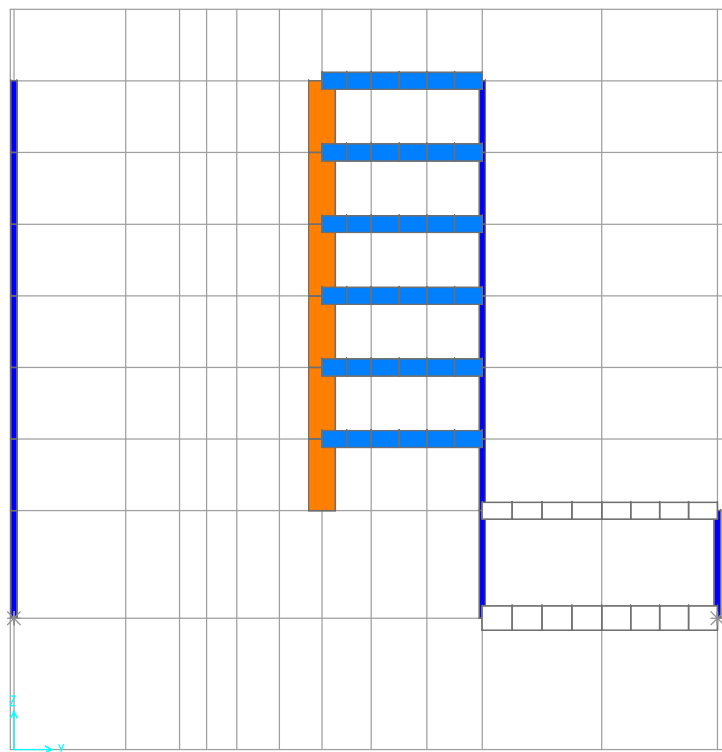


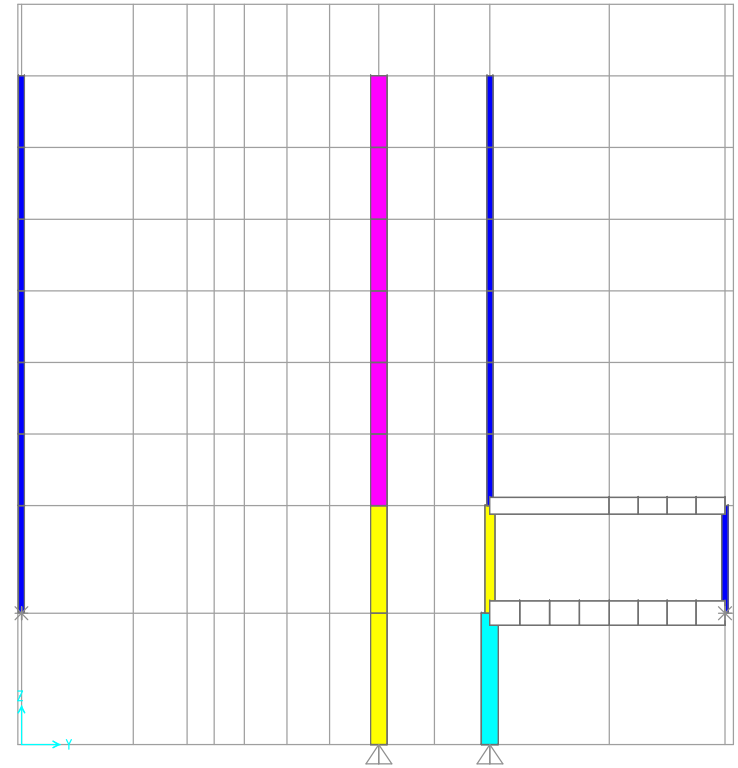
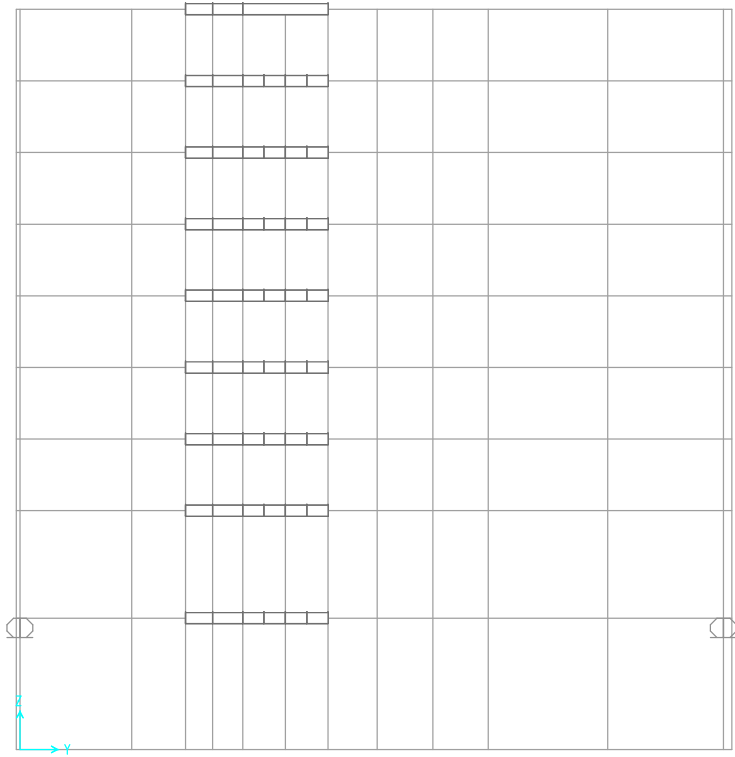


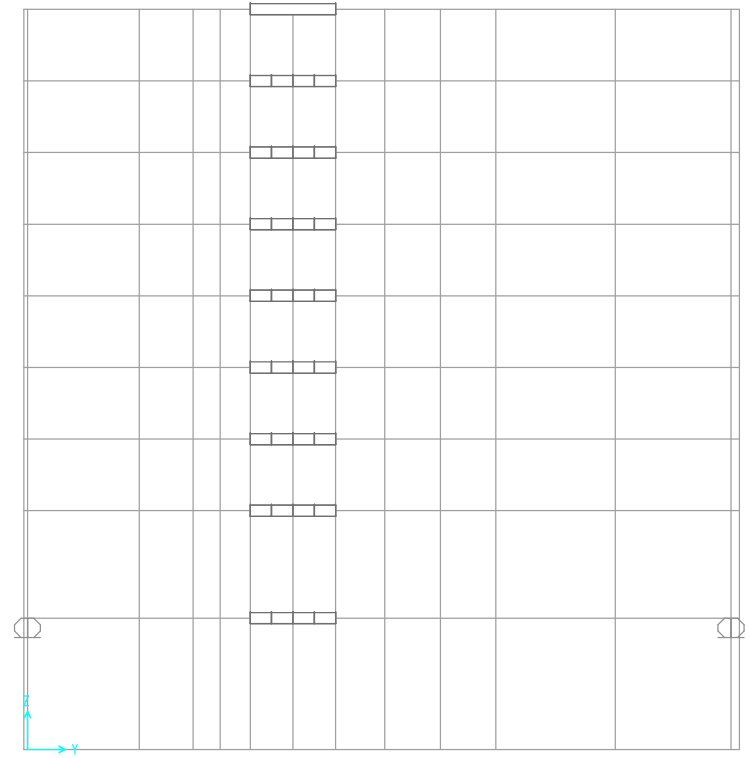
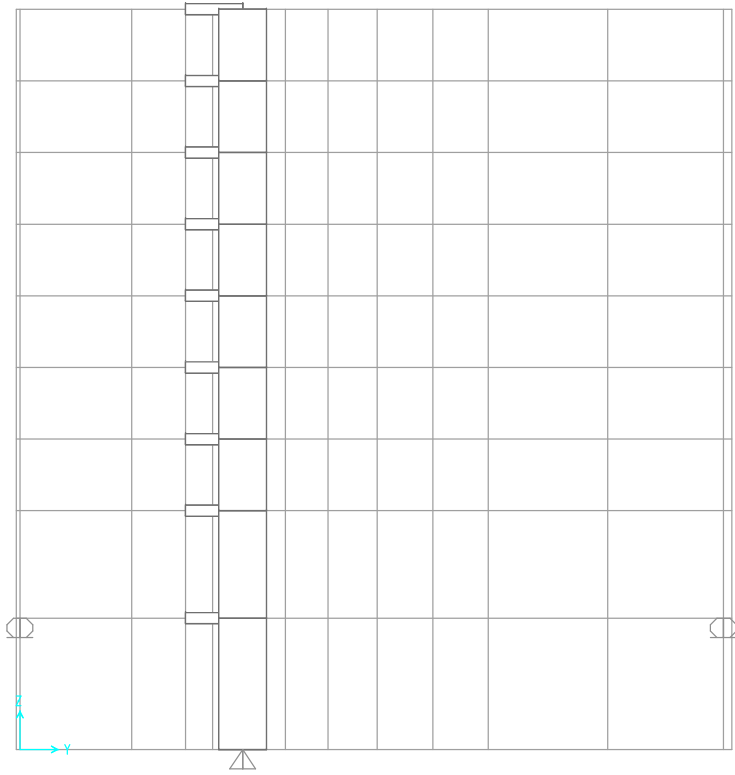


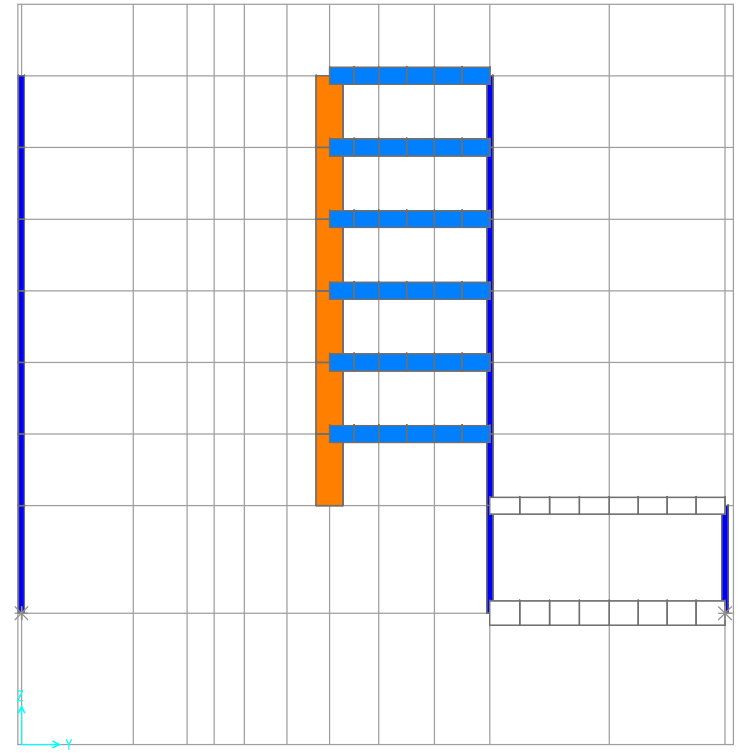
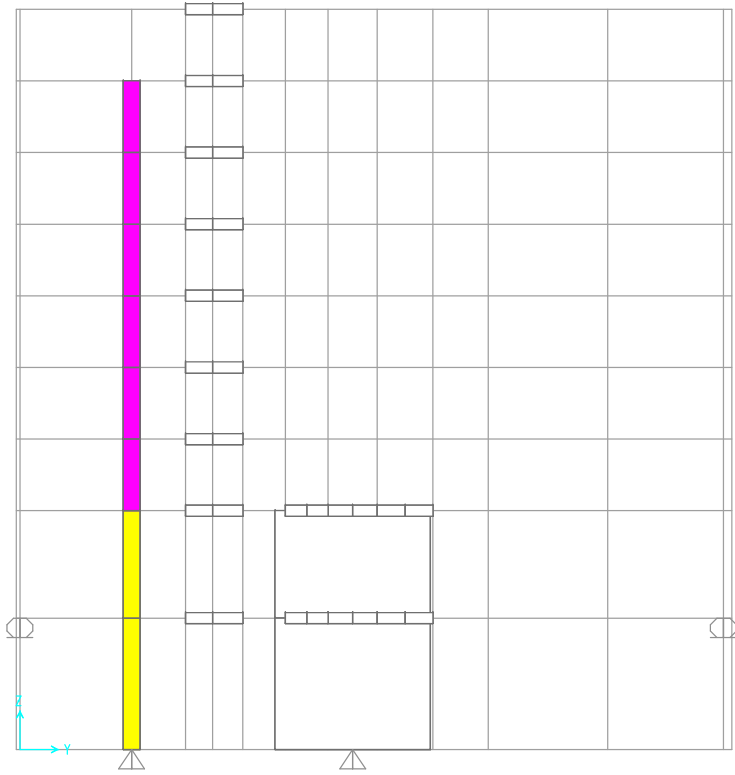


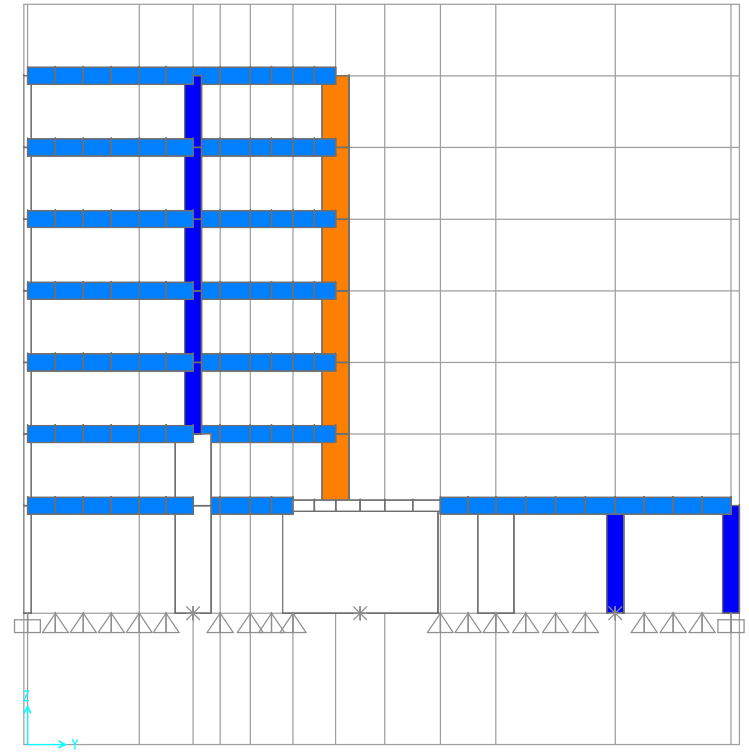
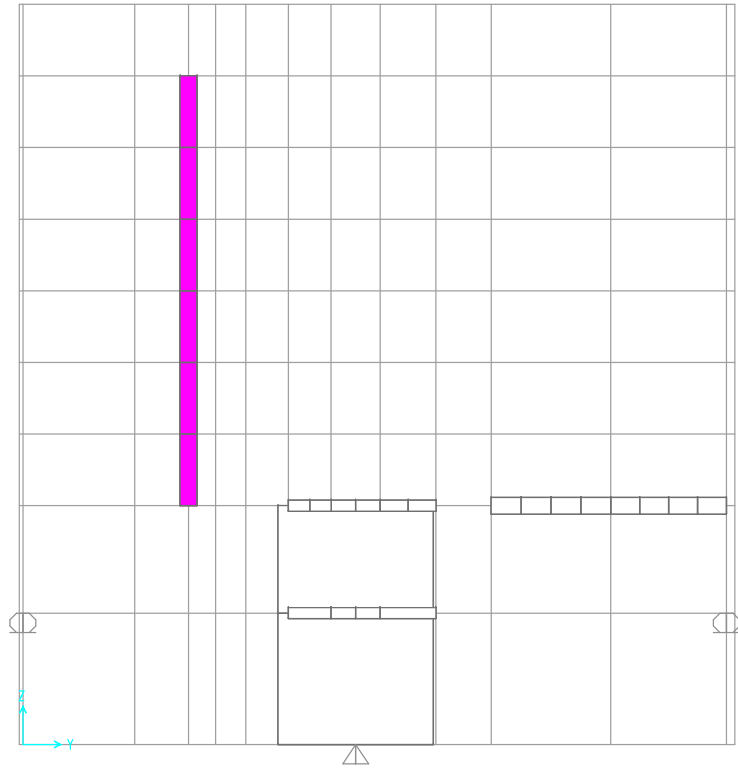






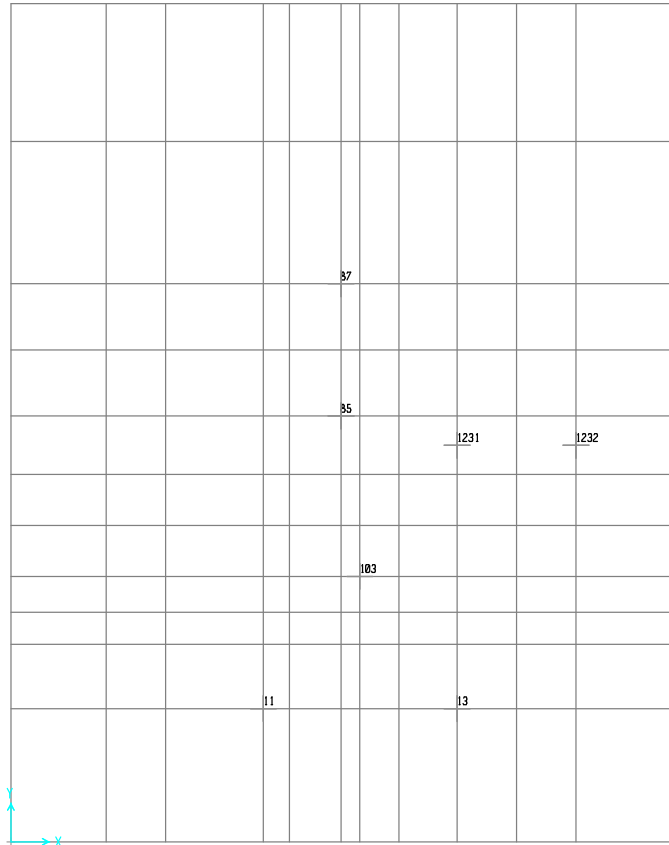








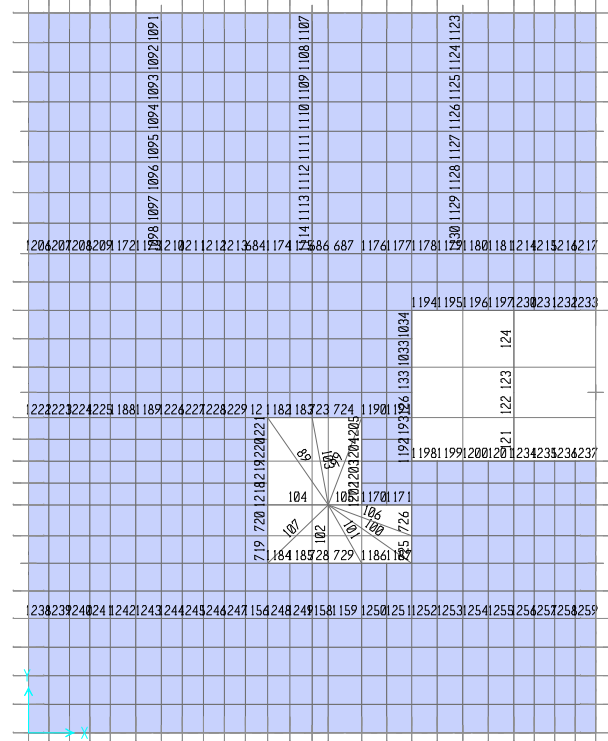
Anexo VII – Numeração do modelo



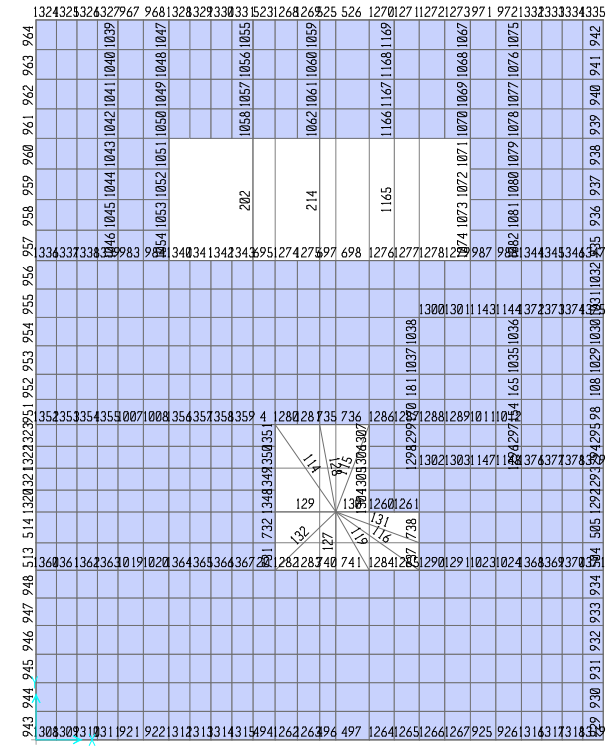
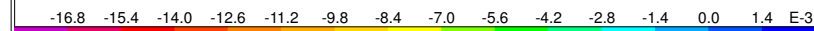
Z=0

79	2834	873	2836	324	1985	326	2844	876	2846	338	348	1998	342	344	346	1995	348	2000	358	2005	352	2854	379	2856	78
1684	2833	1683	2835	1648	1984	637	2843	1686	2845	1644	1643	1989	1646	1648	1638	1994	1632	1999	1654	2884	1656	2853	1687	2855	1698
392	2838	872	2832	591	1983	486	2839	875	2842	487	488	1988	433	434	435	1993	436	1998	437	2883	438	2849	878	2852	139
1682	2829	1681	2831	1638	1982	637	2838	1685	2841	1642	1641	1987	1645	1647	1649	1992	1651	1997	1653	2882	1655	2848	1687	2851	1688
385	2836	848	2838	333	1981	335	2837	874	2848	337	339	1986	341	343	345	1991	347	1996	349	2881	351	2847	877	2850	386
1688	2825	1679	2827	1668	2088	659	2867	1676	2868	1664	1663	2011	1666	1668	1670	2014	1672	2017	1674	2838	1676	2861	1673	2862	1694
398	2832	847	2824	589	2087	484	2864	885	2866	485	486	2018	487	488	489	2013	498	2016	491	2019	441	2858	881	2860	348
1678	2821	1677	2823	1658	2086	657	2863	1675	2865	1662	1661	2089	1665	1667	1669	2012	1671	2015	1673	2018	1675	2857	1671	2859	1692
97	1945	846	1946	332	1876	48	1979	844	1988	349	378	1983	384	371	372	1987	373	1918	38	1899	353	1971	888	1972	78
195	1943	888	1944	494	1875	499	1977	873	1978	782	784	1982	738	749	751	1986	776	1989	788	1878	497	1948	878	1973	196
125	1941	887	1942	131	1874	223	1975	892	1976	239	238	1981	231	232	233	1985	1212	1988	224	1897	1218	1967	889	1969	137
893	1939	886	1948	492	1893	498	1973	891	1974	781	783	1988	785	739	738	1984	752								
331	1935	789	1936	338	1878	368	1945	794	1946	381	382	1878	383	383	384	1888	385				354				
129	1933	788	1934	128	1869	222	1943	793	1944	228	577	1877	578	579	588	1879	1221				1233				1222
399	1931	787	1932	329	1868	388	1941	792	1942	388	92	1876	389	387	385	1875	386				356				
1138	2137	2139	2148	2121	2128	2122	2148	2149	2158	2116	2115				2131	2138	2132								
181	1929	786	1938	99	1867	221	1939	791	1948	237	576				238	1874	1211	1872	226	1871	1289	1937	798	1938	119
1134	2133	2135	2136	2118	2117	2119	2145	2146	2147	2114	2113				2129	2128	2127	2126	2124	2123	2125	2141	2142	2143	2144
308	1915	779	1916	327	1868	367	1927	785	1928	379	118			91	111	1873	114	1866	375	1862	357	1918	781	1928	158
326	1912	778	1914	325	1859	366	1924	784	1926	378	377				112	1865	374	1861	359	1917	788	1919	148		
397	1911	777	1913	324	1858	365	1923	783	1925	384	113	1898	363	188	187	1887	186	1864	362	1863	361	1921	782	1922	398
388	1948	845	1958	587	1892	683	1956	853	1958	682	681	1889	688	656	655	1886	654	1884	653	1882	643	1952	882	1954	342
389	1947	797	1949	388	1891	318	1955	888	1957	295	313	1888	314	316	318	1885	296	1883	328	1881	322	1951	885	1953	323
1728	2895	1719	2896	1788	2872	1699	2183	1722	2184	1784	1783	2876	1785	1788	1718	2888	1712	2884	1714	2888	1716	2111	1725	2112	1726
1717	2891	796	2894	216	2871	218	2899	799	2182	228	225	2875	235	236	237	2879	381	2883	382	2887	355	2187	834	2118	174
1718	2898	1717	2893	1698	2878	1697	2898	1721	2181	1782	1781	2874	1785	1787	1789	2878	1711	2882	1713	2886	1715	2186	1723	2189	1724
76	1949	795	1892	387	1869	792	1897	798	1888	111	112	1893	793	115	117	1877	119	1881	194	1885	121	1185	181	1188	77

Z=5,5

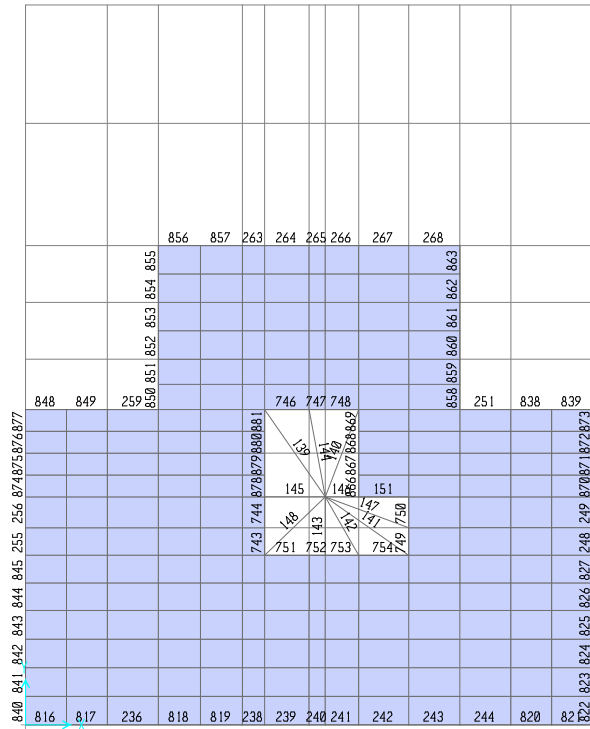


Z=5,5

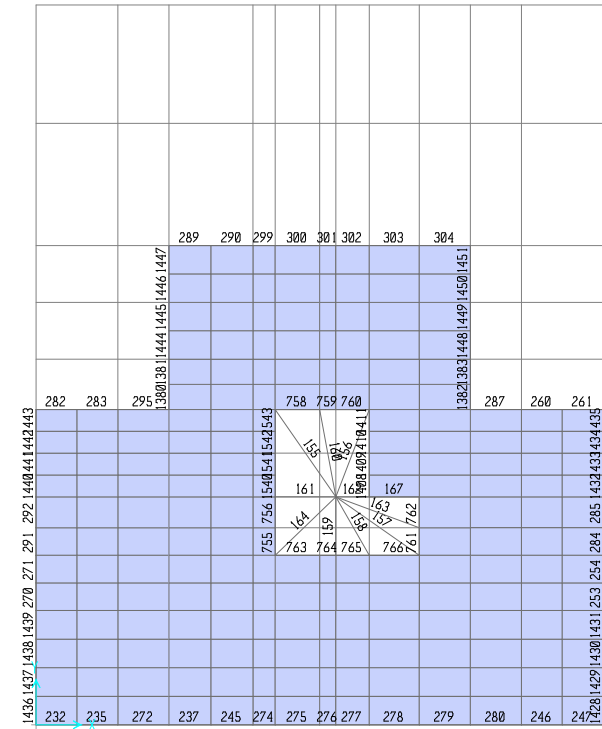
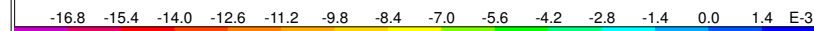


Z=10



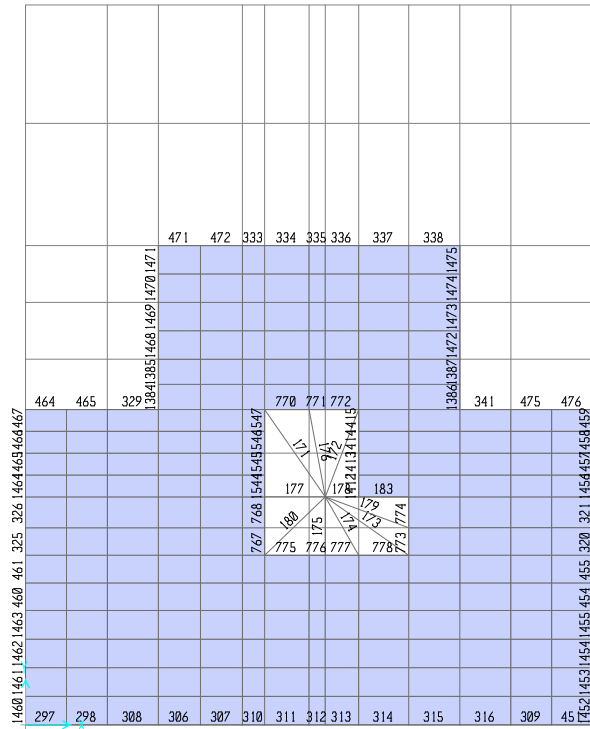


Z=13

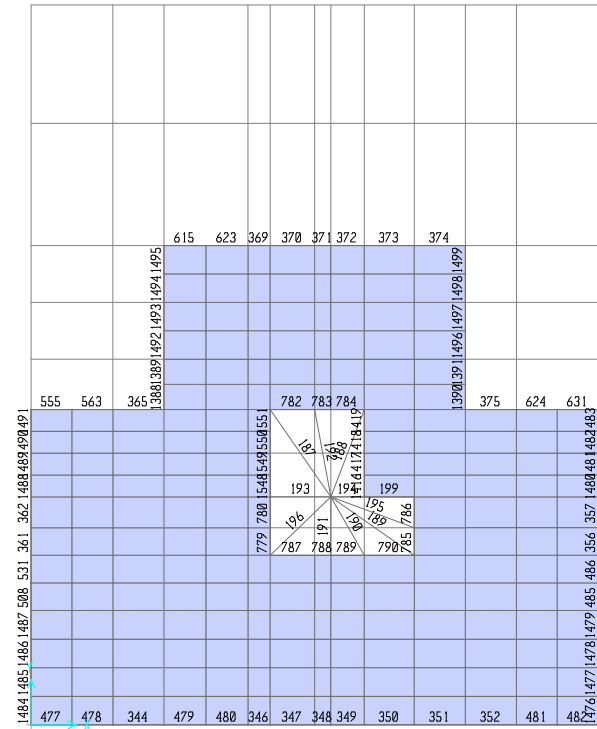
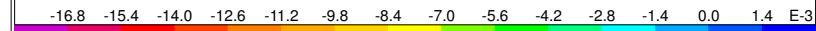


Z=16



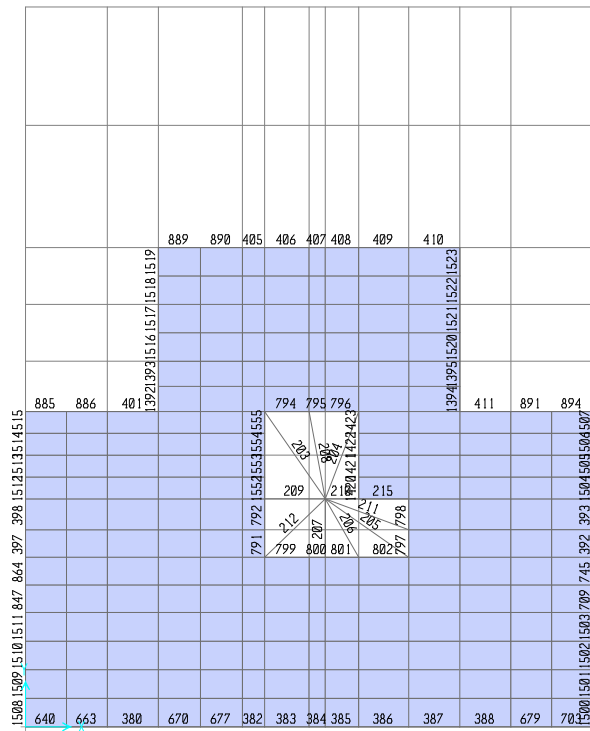


Z=19

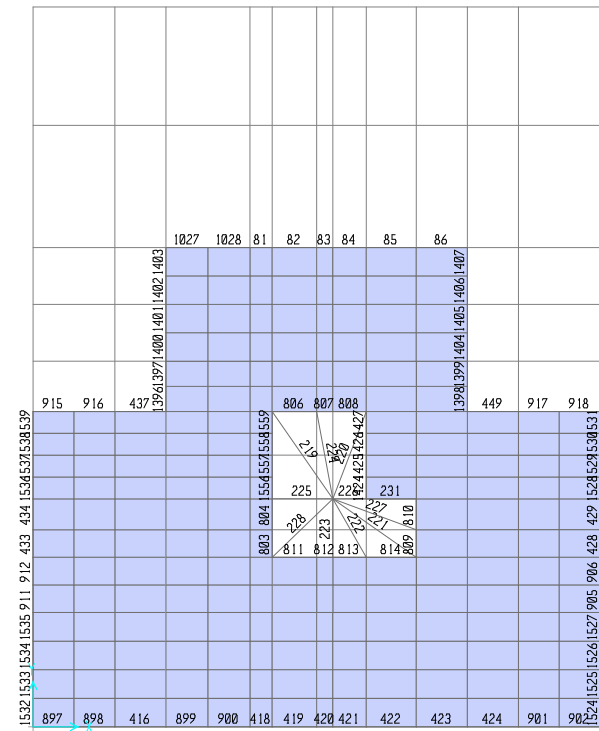
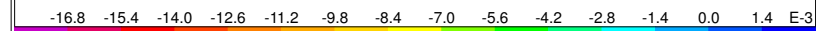


Z=22



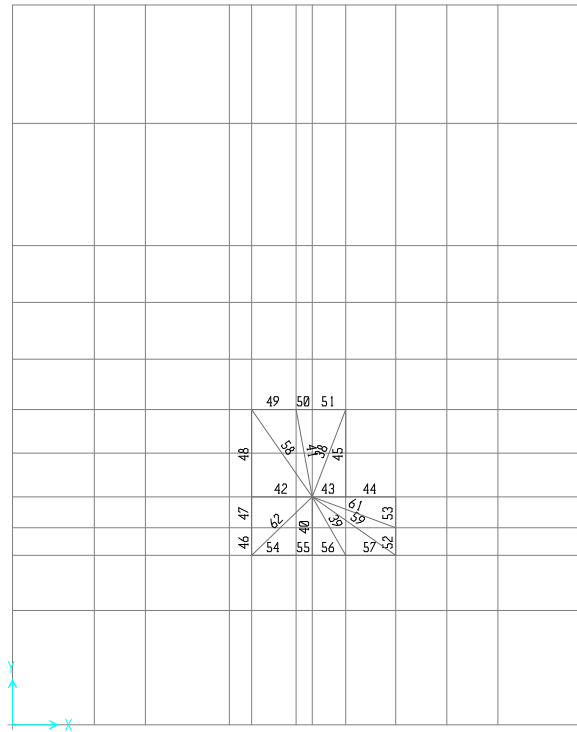


Z=25

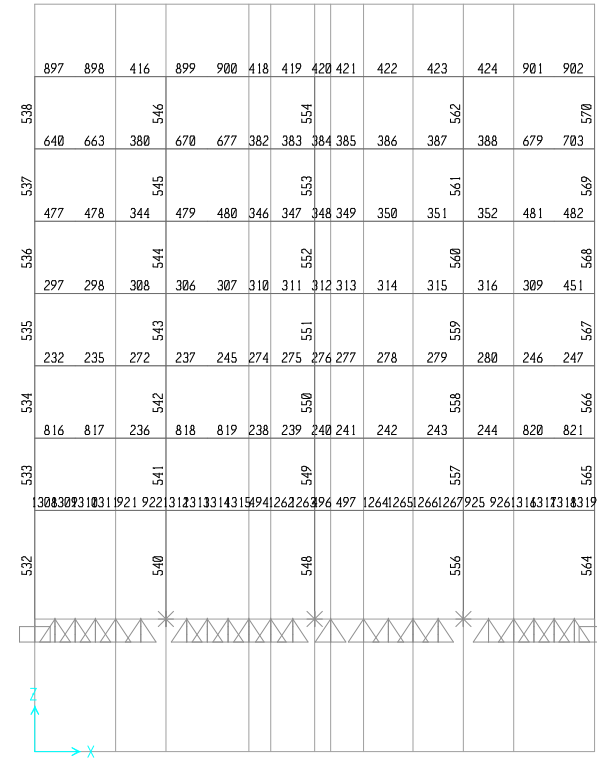
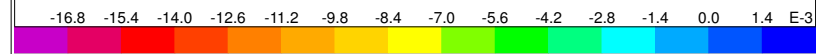


Z=28

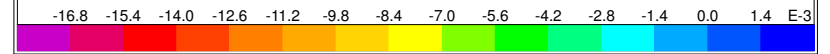


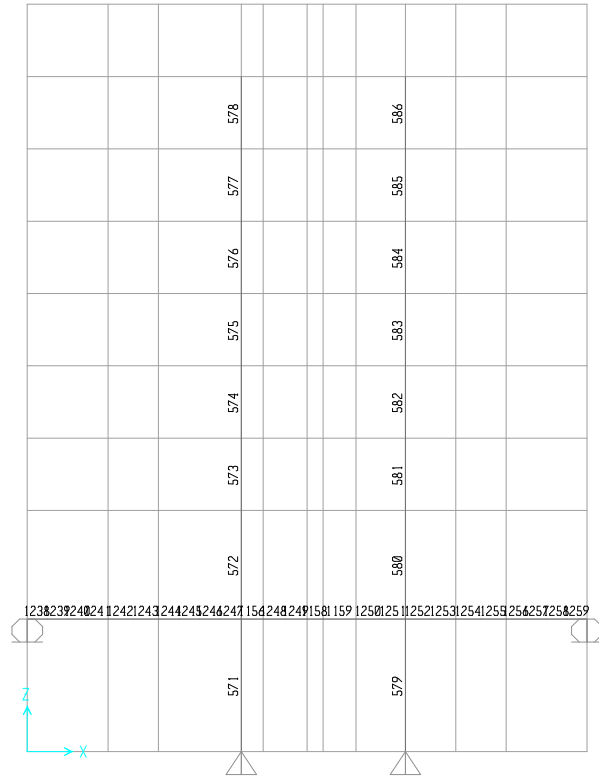


Z=31

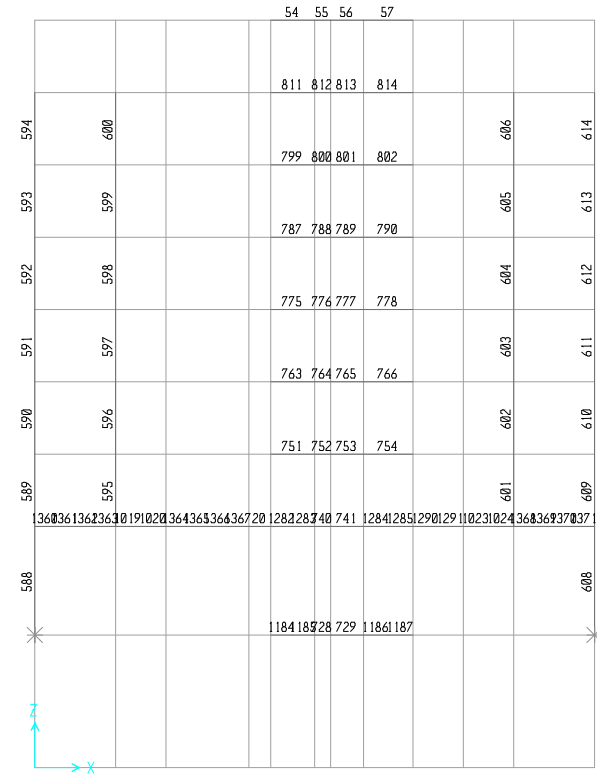
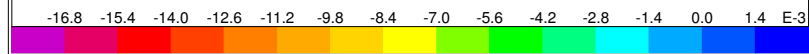


Y=0

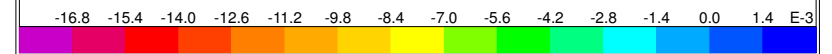


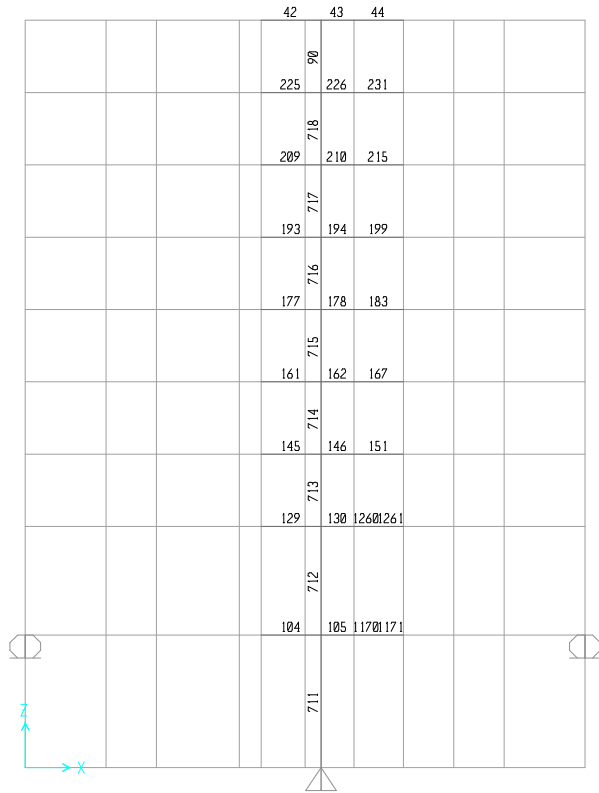


Y=4,68

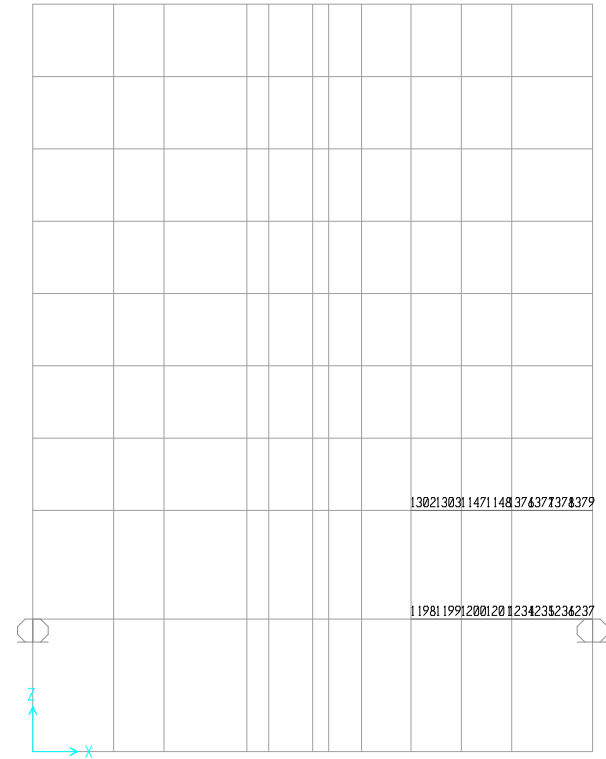
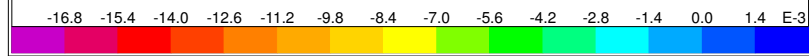


Y=6,94

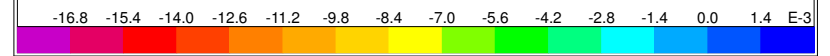


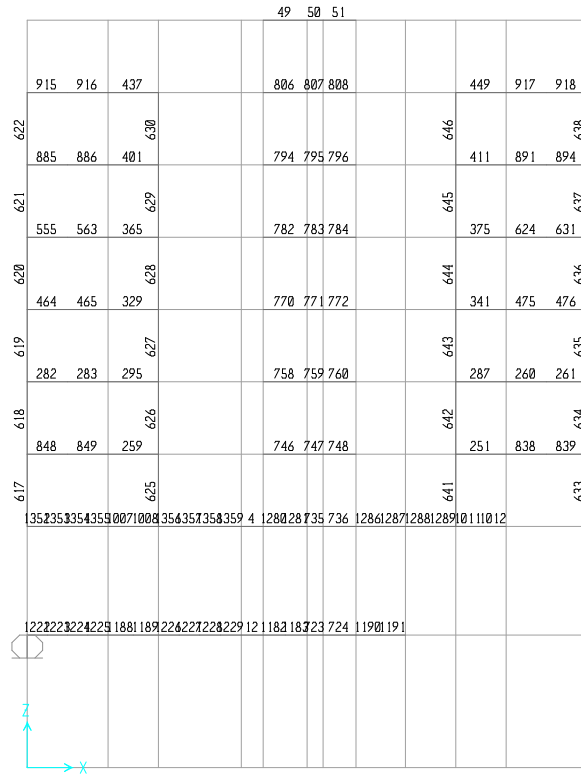


Y=9,33

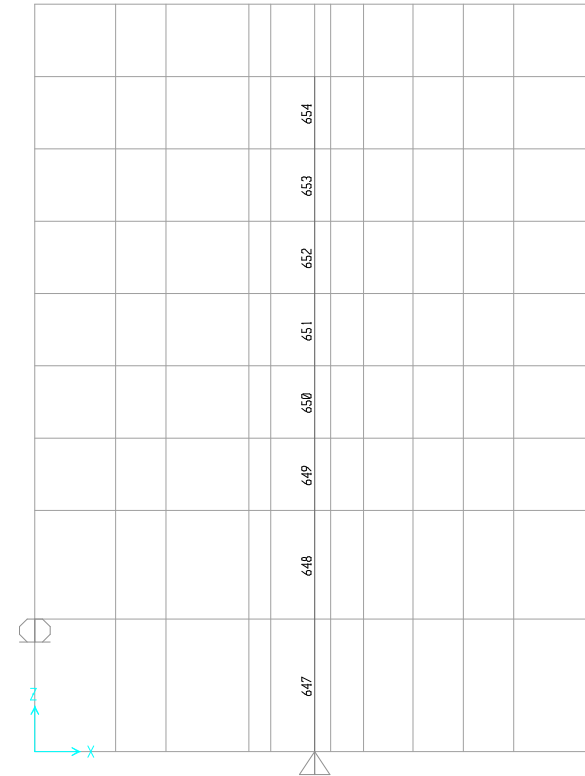
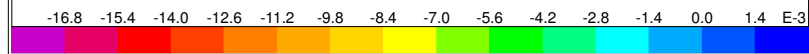


Y=11,12

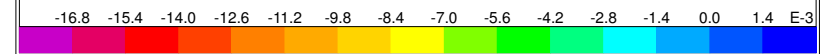


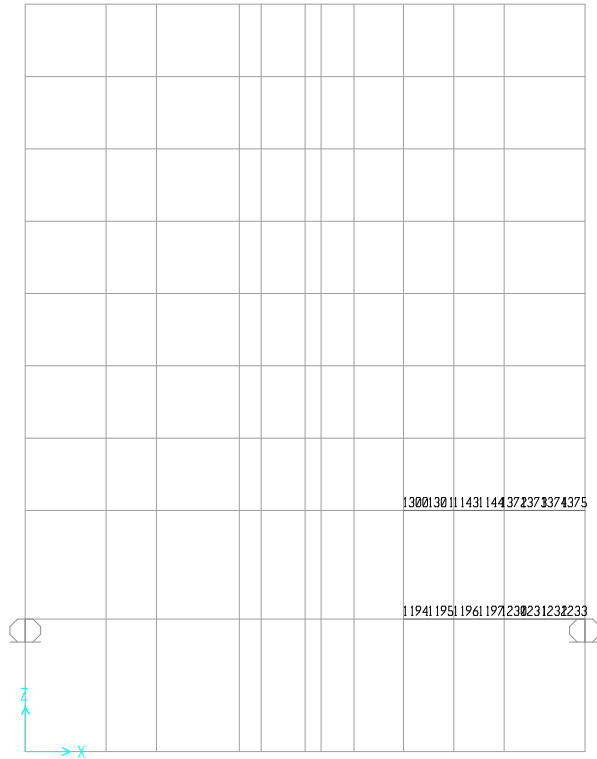


Y=12,91

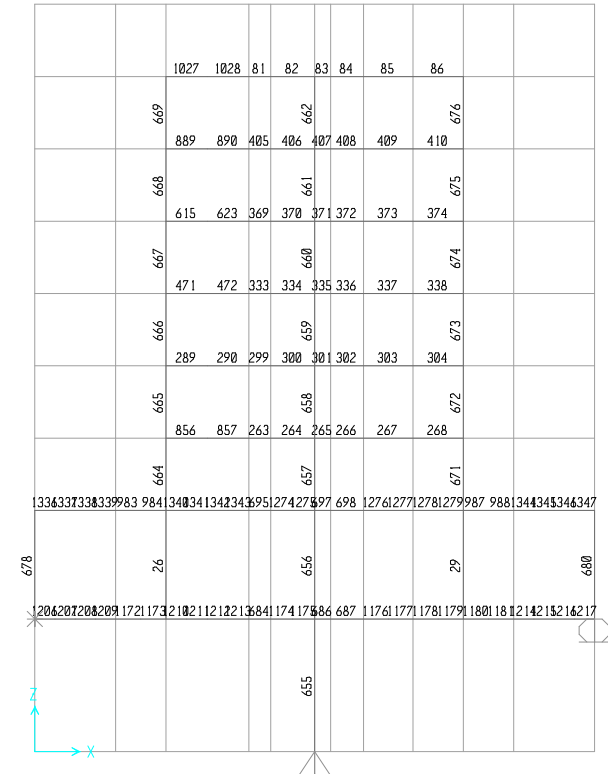
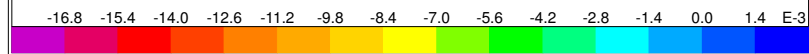


Y=14,97

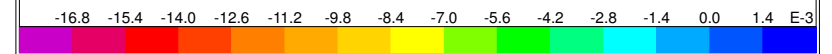


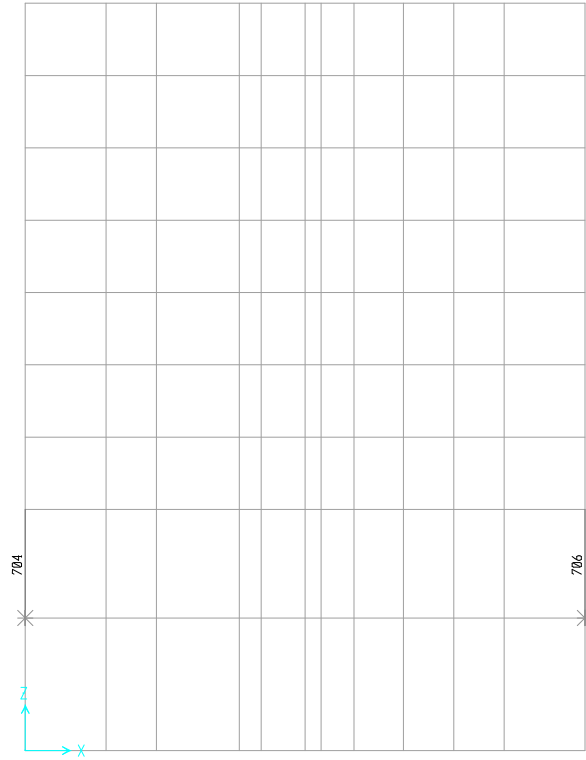


Y=17,295

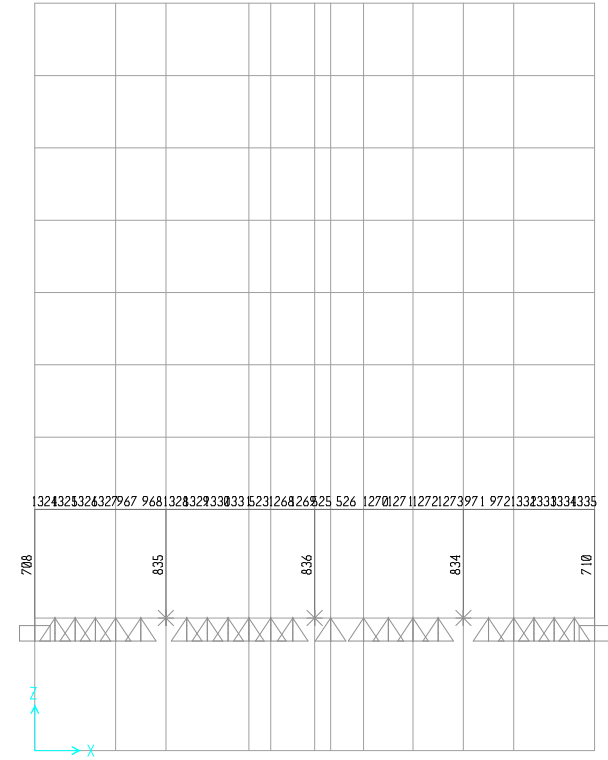
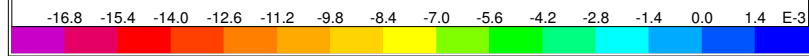


Y=19,62

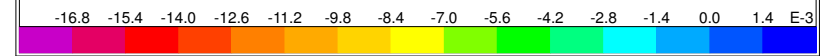


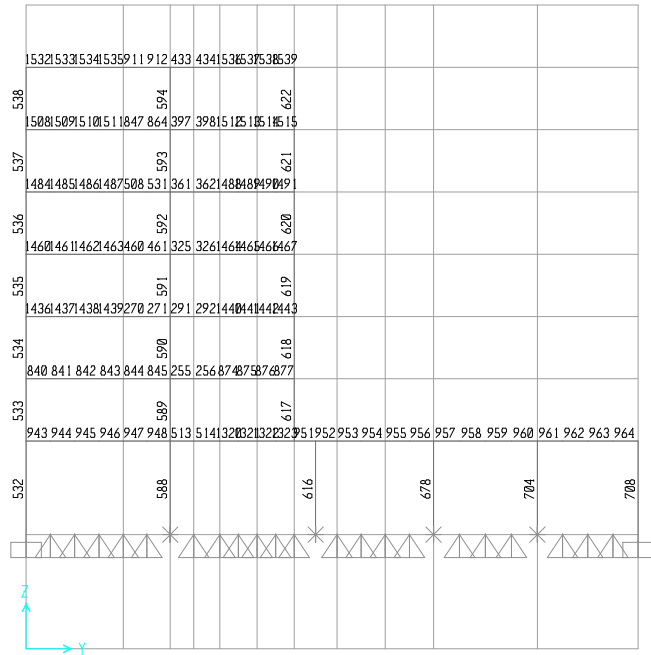


Y=24,62

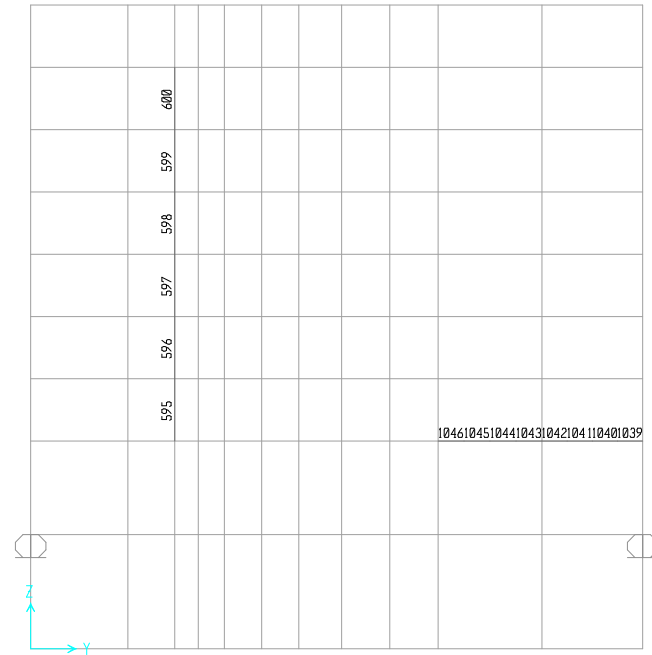
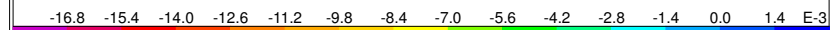


Y=29,47



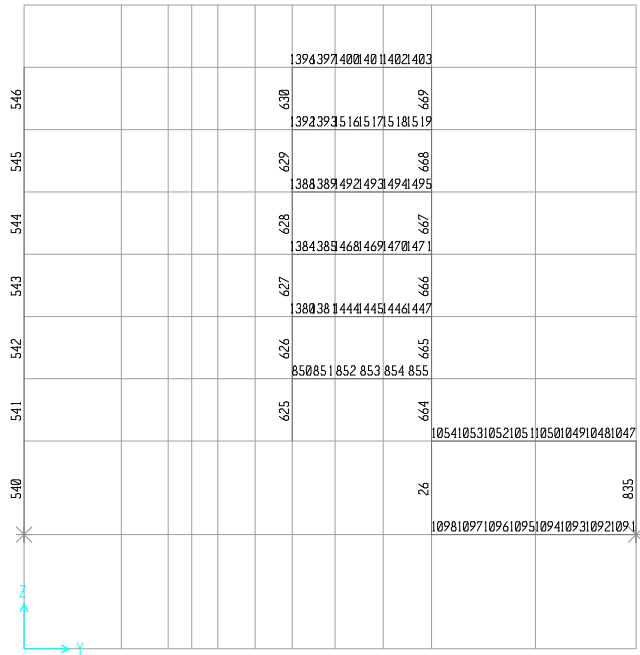


X=0

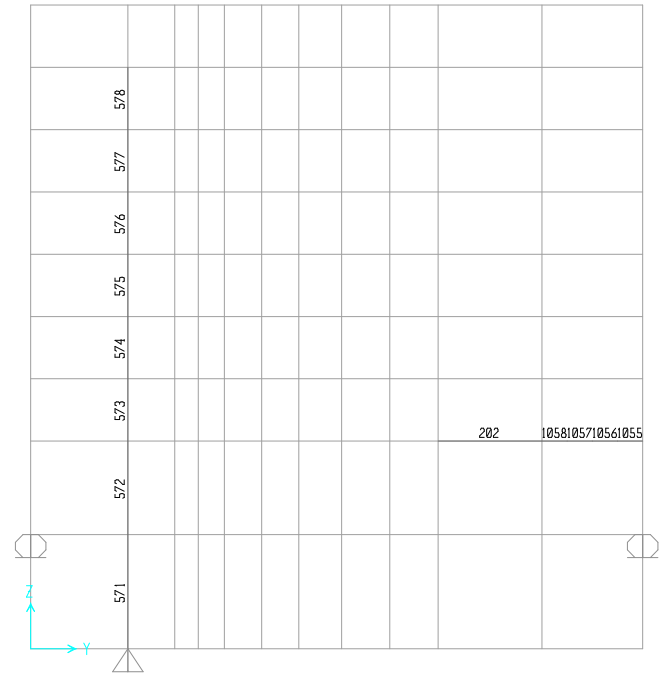
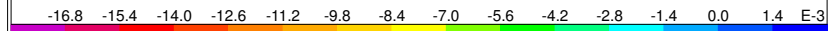


X=3,35



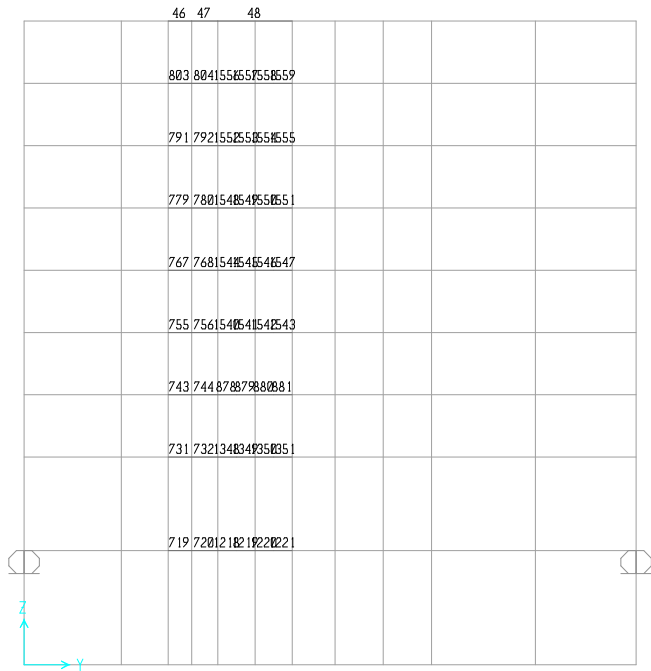


X=5,44

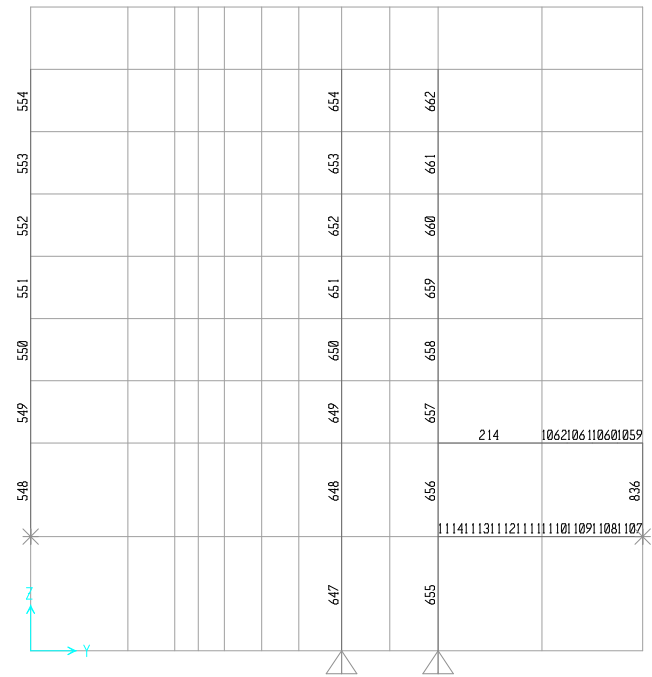
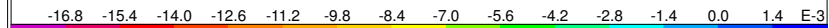


X=8,88



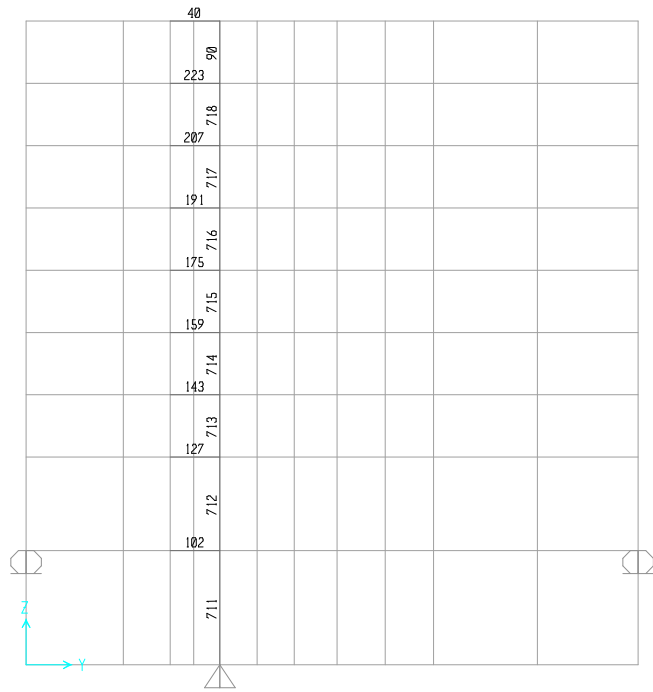


X=9,79

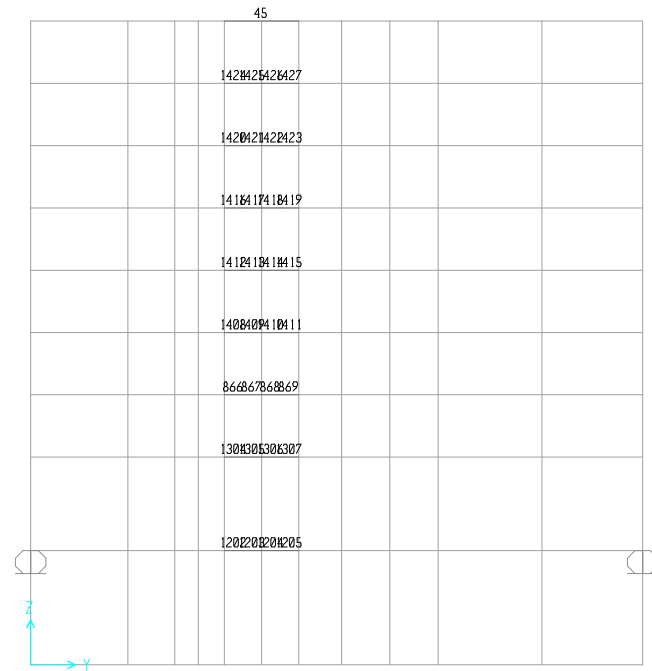
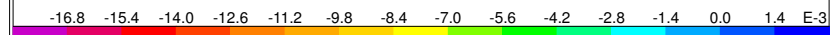


X=11,61

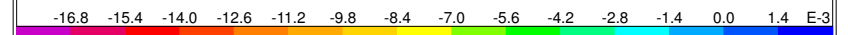


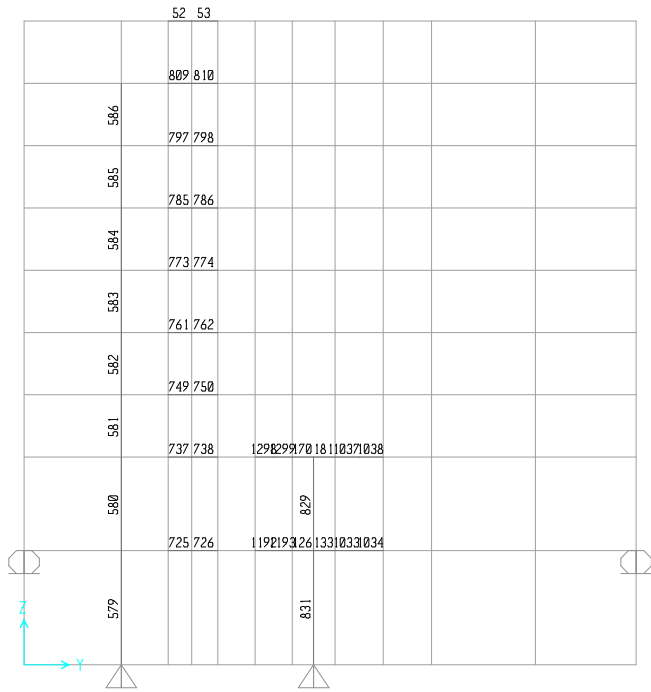


X=12,27

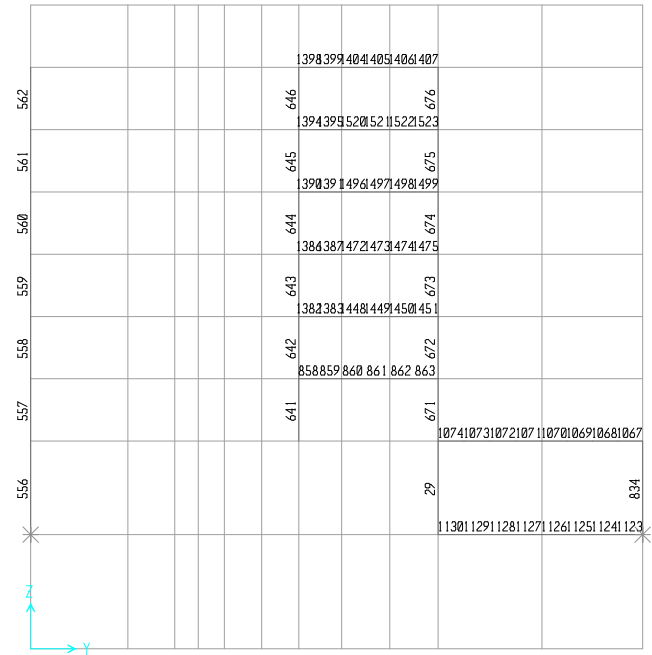
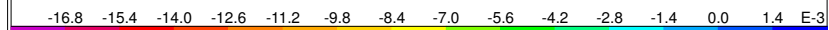


X=13,64



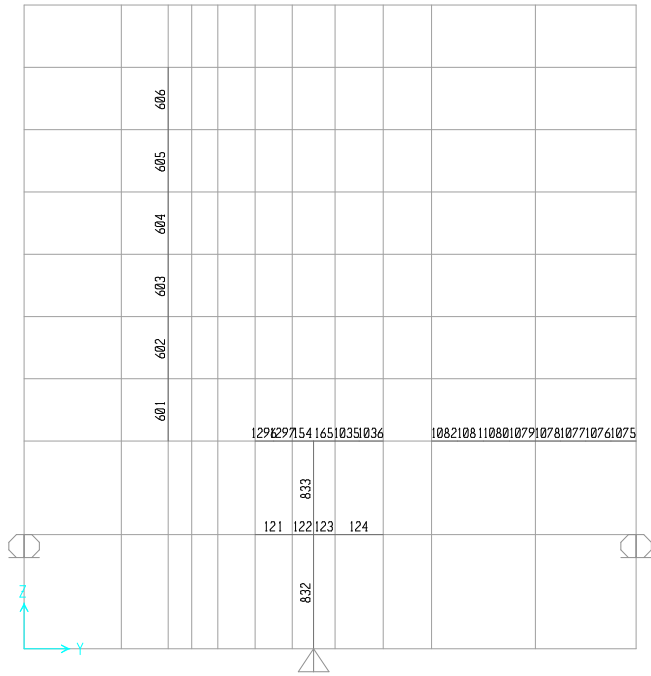


X=15,69

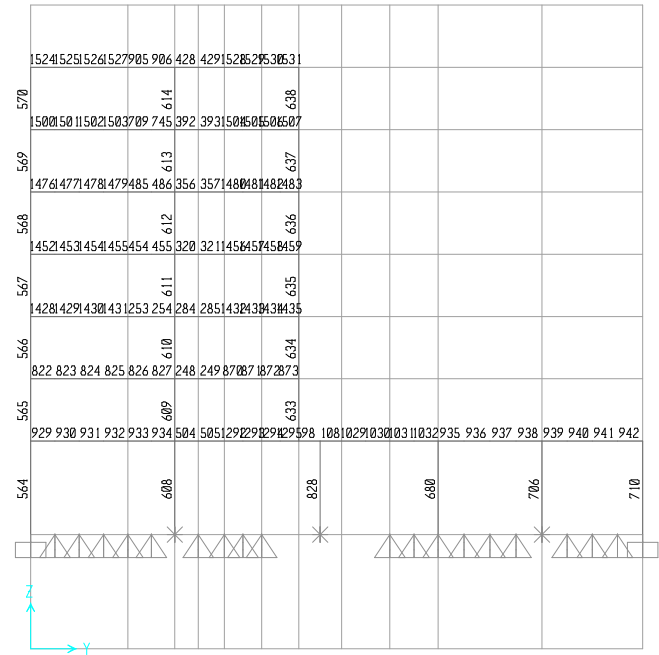
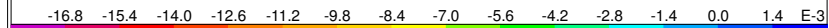


X=17,78





X=19,87



X=23,22





Anexo VIII – Propriedades

TABLE: Area Section Properties

Section	Material	MatAngle	AreaType	Type	DrillDOF	Thickness	BendThick	Arc
Text	Text	Degrees	Text	Text	Yes/No	m	m	Degrees
Laje25	C30-37	0	Shell	Shell-Thin	Yes	0,25	0,25	

Section	InComp	CoordSys	Color	TotalWt	TotalMass	F11Mod	F22Mod	F12Mod
Text	Yes/No	Text	Text	KN	KN-s2/m	Unitless	Unitless	Unitless
Laje25			Green	20471,035	2087,46	1	1	1

Section	M11Mod	M22Mod	M12Mod	V13Mod	V23Mod	MMod	WMod
Text	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Laje25	1	1	1	1	1	1	1

TABLE: Frame Section Properties 01 - General

SectionName	Material	Shape	t3	t2	Area	TorsConst	I33
Text	Text	Text	m	m	m2	m4	m4
nucleo	C30-37	General	2	0,5	6,218	0,000001	10,31
P25x112	C30-37	Rectangular	0,25	1,12	0,28	0,005013	0,001458
P25x70	C30-37	Rectangular	0,25	0,7	0,175	0,002827	0,000911
P30x150	C30-37	Rectangular	0,3	1,5	0,45	0,011799	0,003375
P30x70	C30-37	Rectangular	0,3	0,7	0,21	0,004604	0,001575
P40x70	C30-37	Rectangular	0,4	0,7	0,28	0,009605	0,003733
P70x70	C30-37	Rectangular	0,7	0,7	0,49	0,033814	0,020008
Parede 30x650	C30-37	Rectangular	0,3	6,5	1,95	0,056799	0,014625
Rigida	Rigido	General	0,4572	0,254	1	1	1
V100x100	C30-37	Rectangular	1	1	1	0,140833	0,083333
V112x100	C30-37	Rectangular	1	1,12	1,12	0,174455	0,093333
V30x70	C30-37	Rectangular	0,7	0,3	0,21	0,004604	0,008575
V70x100	C30-37	Rectangular	1	0,7	0,7	0,064921	0,058333
V70x25	C30-37	Rectangular	0,7	0,25	0,175	0,002827	0,007146

SectionName	I22	AS2	AS3	S33	S22	Z33	Z22
Text	m4	m2	m2	m3	m3	m3	m3
nucleo	4,7	1	1	1	1	1	1
P25x112	0,029269	0,233333	0,233333	0,011667	0,052267	0,0175	0,0784
P25x70	0,007146	0,145833	0,145833	0,007292	0,020417	0,010938	0,030625
P30x150	0,084375	0,375	0,375	0,0225	0,1125	0,03375	0,16875
P30x70	0,008575	0,175	0,175	0,0105	0,0245	0,01575	0,03675
P40x70	0,011433	0,233333	0,233333	0,018667	0,032667	0,028	0,049
P70x70	0,020008	0,408333	0,408333	0,057167	0,057167	0,08575	0,08575
Parede 30x650	6,865625	1,625	1,625	0,0975	2,1125	0,14625	3,16875
Rigida	1	1	1	1	1	1	1
V100x100	0,083333	0,833333	0,833333	0,166667	0,166667	0,25	0,25
V112x100	0,117077	0,933333	0,933333	0,186667	0,209067	0,28	0,3136
V30x70	0,001575	0,175	0,175	0,0245	0,0105	0,03675	0,01575
V70x100	0,028583	0,583333	0,583333	0,116667	0,081667	0,175	0,1225
V70x25	0,000911	0,145833	0,145833	0,020417	0,007292	0,030625	0,010938

TABLE: Frame Section Properties 01 - General

SectionName	R33	R22	ConcCol	ConcBeam	Color	TotalWt	TotalMass
Text	m	m	Yes/No	Yes/No	Text	KN	KN-s2/m
nucleo	1	1	No	No	White	4818,95	491,4
P25x112	0,072169	0,323316	No	No	Orange	504	51,39
P25x70	0,072169	0,202073	No	No	Blue	840	85,66
P30x150	0,086603	0,433013	No	No	White	776,25	79,16
P30x70	0,086603	0,202073	No	No	Magenta	472,5	48,18
P40x70	0,11547	0,202073	No	No	Yellow	241,5	24,63
P70x70	0,202073	0,202073	No	No	Cyan	67,375	6,87
Parede 30x650	0,086603	1,876388	No	No	White	1413,75	144,16
Rigida	1	1	No	No	White	0	0
V100x100	0,288675	0,288675	No	No	White	1899,75	193,72
V112x100	0,288675	0,323316	No	No	Blue	780,08	79,55
V30x70	0,202073	0,086603	No	No	White	520,117	53,04
V70x100	0,288675	0,202073	No	No	Cyan	709,45	72,34
V70x25	0,202073	0,072169	No	No	16744448	2656,106	270,85

SectionName	FromFile	AMod	A2Mod	A3Mod	JMod	I2Mod	I3Mod
Text	Yes/No	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
nucleo	No	1	1	1	0,001	1	1
P25x112	No	1	1	1	0,0001	1	0,5
P25x70	No	1	1	1	0,0001	1	0,5
P30x150	No	1	1	1	0,0001	1	0,5
P30x70	No	1	1	1	0,0001	1	0,5
P40x70	No	1	1	1	0,0001	1	0,5
P70x70	No	1	1	1	0,0001	1	1
Parede 30x650	No	1	1	1	0,0001	1	0,5
Rigida	No	1	1	1	0,001	1	1
V100x100	No	1	1	1	0,001	1	1
V112x100	No	1	1	1	0,001	1	1
V30x70	No	1	1	1	0,01	1	1
V70x100	No	1	1	1	0,001	1	1
V70x25	No	1	1	1	0,01	1	1

SectionName	MMod	WMod
Text	Unitless	Unitless

nucleo	1	1
P25x112	1	1
P25x70	1	1
P30x150	1	1
P30x70	1	1
P40x70	1	1
P70x70	1	1
Parede 30x650	1	1
Rigida	1	1
V100x100	1	1
V112x100	1	1
V30x70	1	1
V70x100	1	1
V70x25	1	1

TABLE: Material Properties 01 - General

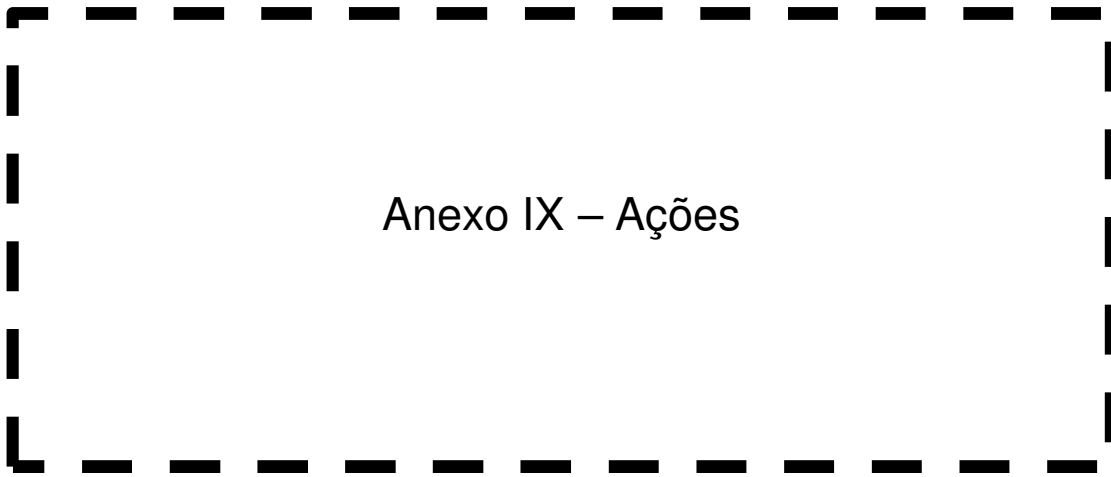
Material	Type	SymType	TempDepend	Color	GUID
Text	Text	Text	Yes/No	Text	Text
A416Gr270	Tendon	Uniaxial	No	Yellow	
C30-37	Other	Isotropic	No	Blue	
Rigido	Other	Isotropic	No	Blue	

TABLE: Tendon Section Definitions

TendonSect	ModelOpt	PreType	Material	Specify	Diameter	Area	TorsConst
Text	Text	Text	Text	Text	m	m2	m4
TEN1	Loads	Post Tension	A416Gr270	Area	0,028661	0,000645	6,625E-08

TendonSect	I	AS	Color	TotalWt	TotalMass	AMod	A2Mod
Text	m4	m2	Text	KN	KN-s2/m	Unitless	Unitless
TEN1	3,312E-08	0,000581	White	6,146	0,63	1	1

TendonSect	A3Mod	JMod	I2Mod	I3Mod	MMod	WMod	GUID
Text	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Text
TEN1	1	1	1	1	1	1	



Anexo IX – Ações

TABLE: Case - Modal 1 - General						
Case	ModeType	MaxNumModes	MinNumModes	EigenShift	EigenCutoff	EigenTol
Text	Text	Unitless	Unitless	Cyc/sec	Cyc/sec	Unitless
MODAL	Eigen	50	1	0	0	0,000000001

TABLE: Function - Response Spectrum - User			
Name	Period	Accel	FuncDamp
Text	Sec	Unitless	Unitless
UNIFRS	0	1	0,05
UNIFRS	1	1	
S1	0	1,35	0,05
S1	0,01	1,34	
S1	0,02	1,34	
S1	0,03	1,33	
S1	0,04	1,33	
S1	0,05	1,32	
S1	0,06	1,32	
S1	0,07	1,31	
S1	0,08	1,31	
S1	0,09	1,3	
S1	0,1	1,3	
S1	0,15	1,3	
S1	0,2	1,3	
S1	0,25	1,3	
S1	0,3	1,3	
S1	0,35	1,3	
S1	0,4	1,3	
S1	0,45	1,3	
S1	0,5	1,3	
S1	0,55	1,3	
S1	0,6	1,3	
S1	0,74	1,05	
S1	0,88	0,89	
S1	1,02	0,76	
S1	1,16	0,67	
S1	1,3	0,6	
S1	1,44	0,54	
S1	1,58	0,49	
S1	1,72	0,45	
S1	1,86	0,42	
S1	2	0,39	
S1	2,2	0,32	
S1	2,4	0,27	
S1	2,6	0,23	
S1	2,8	0,2	
S1	3	0,17	
S1	3,2	0,15	
S1	3,4	0,13	
S1	3,6	0,12	
S1	3,8	0,11	
S1	4	0,1	
S2	0	1,53	0,05
S2	0,01	1,52	
S2	0,02	1,52	
S2	0,03	1,51	

TABLE: Function - Response Spectrum - Use			
Name	Period	Accel	FuncDamp
Text	Sec	Unitless	Unitless
S2	0,04	1,51	
S2	0,05	1,5	
S2	0,06	1,49	
S2	0,07	1,49	
S2	0,08	1,48	
S2	0,09	1,48	
S2	0,1	1,47	
S2	0,12	1,46	
S2	0,13	1,45	
S2	0,15	1,44	
S2	0,16	1,44	
S2	0,18	1,43	
S2	0,19	1,42	
S2	0,21	1,41	
S2	0,22	1,4	
S2	0,24	1,39	
S2	0,25	1,38	
S2	0,43	0,87	
S2	0,6	0,61	
S2	0,78	0,47	
S2	0,95	0,39	
S2	1,13	0,33	
S2	1,3	0,28	
S2	1,48	0,25	
S2	1,65	0,22	
S2	1,83	0,2	
S2	2	0,18	
S2	2,2	0,15	
S2	2,4	0,13	
S2	2,6	0,11	
S2	2,8	0,09	
S2	3	0,08	
S2	3,2	0,07	
S2	3,4	0,06	
S2	3,6	0,06	
S2	3,8	0,05	
S2	4	0,05	

TABLE: Load Case Definitions

Case	Type	InitialCond	ModalCase	BaseCase	DesTypeOpt	DesignType	DesActOpt
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text
DEAD	LinStatic	Zero			Prog Det	DEAD	Prog Det
MODAL	LinModal	Zero			Prog Det	OTHER	Prog Det
RCP	LinStatic	Zero			Prog Det	DEAD	Prog Det
SC	LinStatic	Zero			Prog Det	DEAD	Prog Det
Sismo 1	LinRespSpec		MODAL		Prog Det	QUAKE	Prog Det
Sismo 2	LinRespSpec		MODAL		Prog Det	QUAKE	Prog Det
PE-C	LinStatic	Zero			Prog Det	DEAD	Prog Det
PE-E0	LinStatic	Zero			Prog Det	DEAD	Prog Det
PE-E1	LinStatic	Zero			Prog Det	DEAD	Prog Det
PE-G01	LinStatic	Zero			Prog Det	DEAD	Prog Det
PE-G02	LinStatic	Zero			Prog Det	DEAD	Prog Det
PE-H	LinStatic	Zero			Prog Det	DEAD	Prog Det

Case	DesignAct	AutoType	RunCase	CaseStatus	GUID	Notes
Text	Text	Text	Yes/No	Text	Text	Text
DEAD	Non-Composit	None	Yes	Finished		
MODAL	Other	None	Yes	Finished		
RCP	Non-Composit	None	Yes	Finished		
SC	Non-Composit	None	Yes	Finished		
Sismo 1	Short-Term Cc	None	Yes	Finished		
Sismo 2	Short-Term Cc	None	Yes	Finished		
PE-C	Non-Composit	None	Yes	Finished		
PE-E0	Non-Composit	None	Yes	Finished		
PE-E1	Non-Composit	None	Yes	Finished		
PE-G01	Non-Composit	None	Yes	Finished		
PE-G02	Non-Composit	None	Yes	Finished		
PE-H	Non-Composit	None	Yes	Finished		

TABLE: Load Pattern Definitions

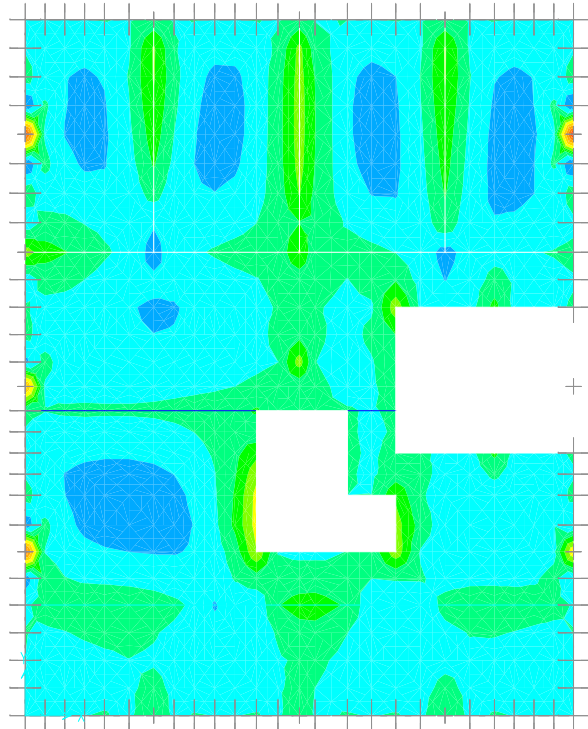
LoadPat	DesignType	SelfWtMult	AutoLoad	GUID	Notes
Text	Text	Unitless	Text	Text	Text
DEAD	DEAD	1			
RCP	DEAD	0			
SC	DEAD	0			
PE-C	DEAD	0			
PE-E0	DEAD	0			
PE-E1	DEAD	0			
PE-G01	DEAD	0			
PE-G02	DEAD	0			
PE-H	DEAD	0			

TABLE: Masses 1 - Mass Source

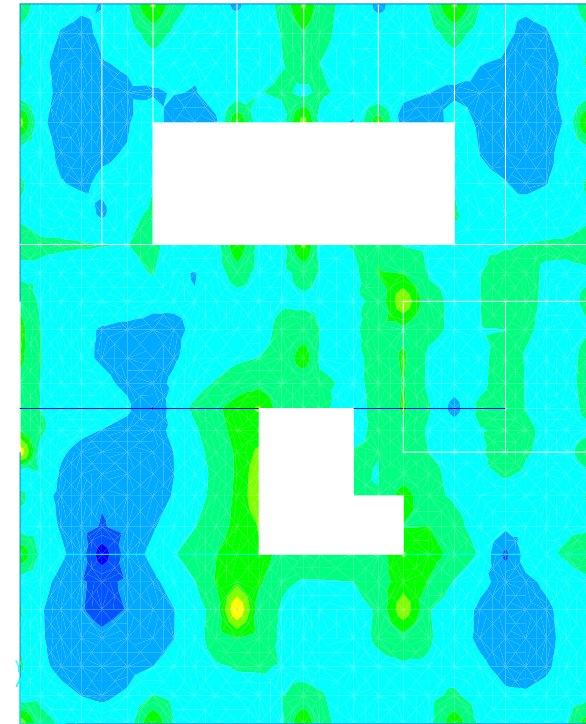
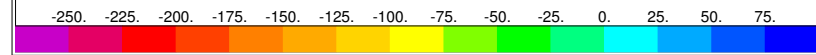
MassFrom	LoadPat	Multiplier
Text	Text	Unitless
All	RCP	1
All	SC	0,3



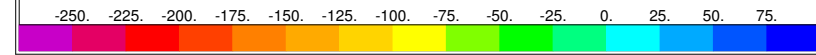
Anexo X – Esforços nas lajes

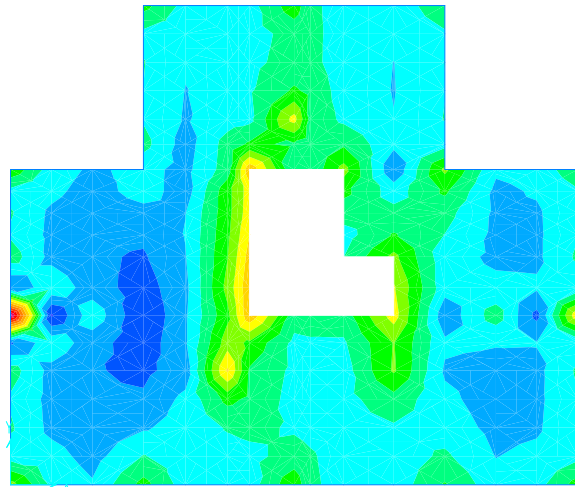


Z=5,5

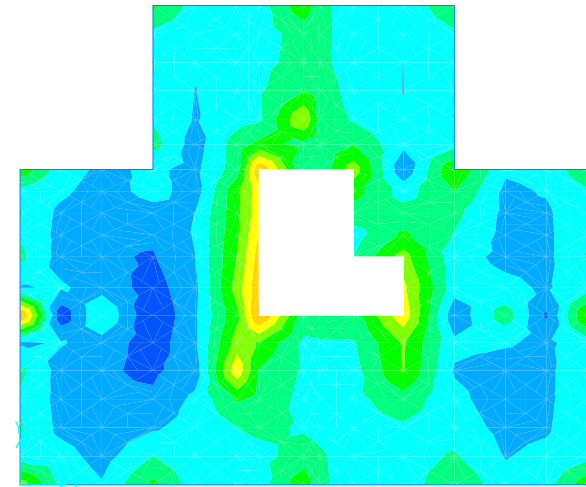
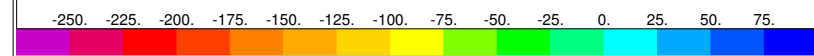


Z=10

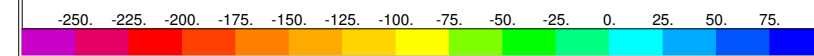


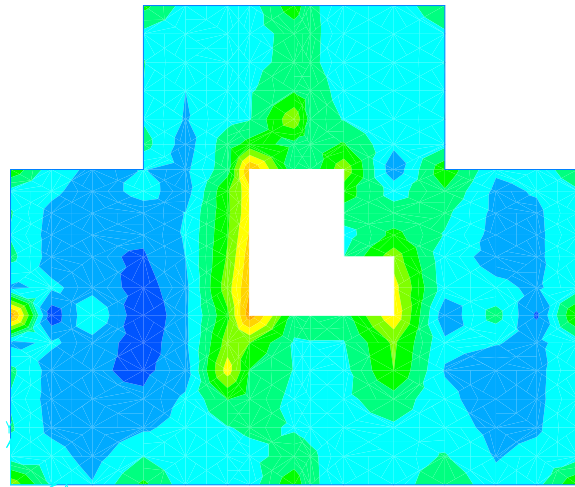


Z=13

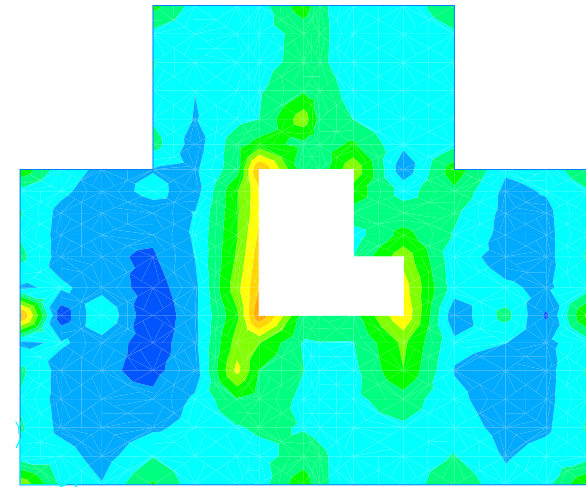
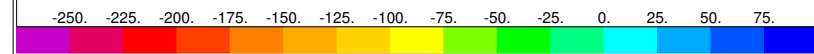


Z=16

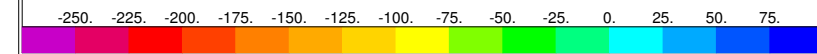


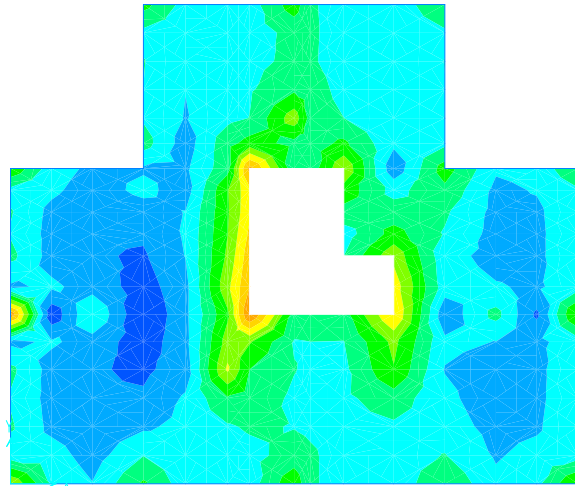


Z=19

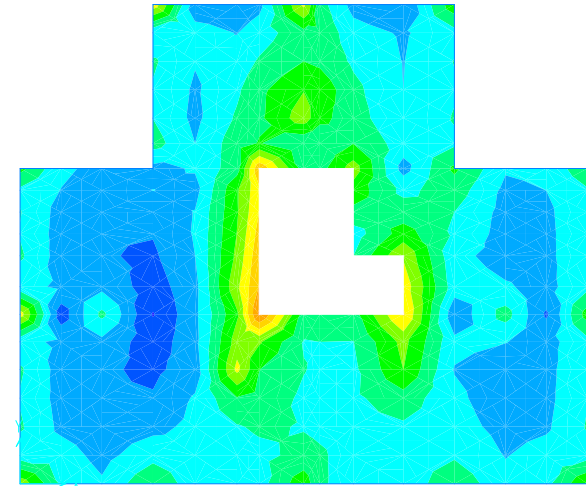
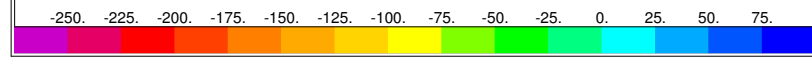


Z=22

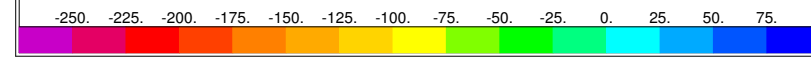


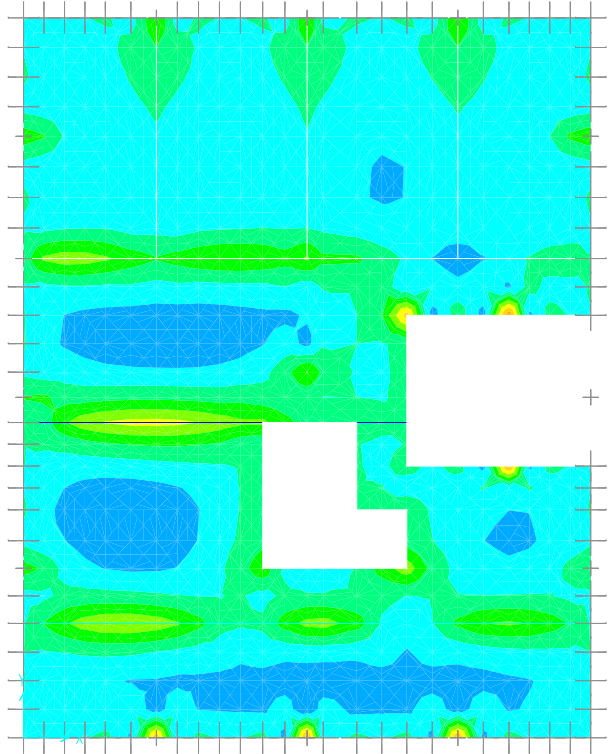


Z=25

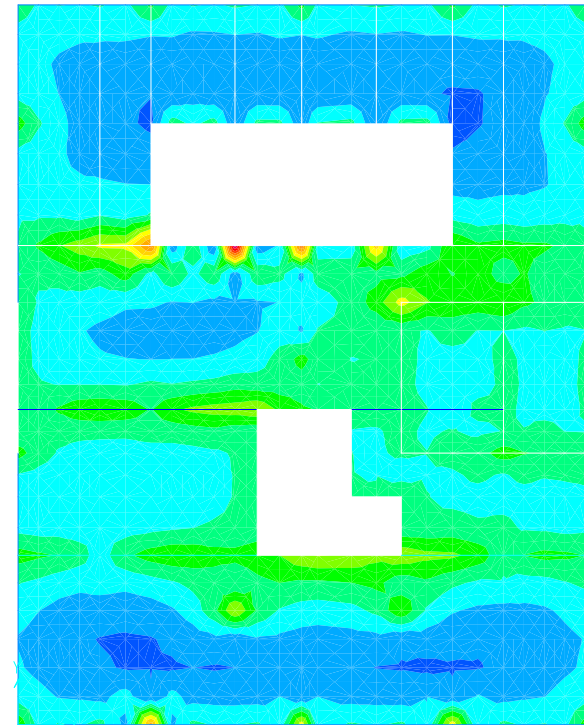
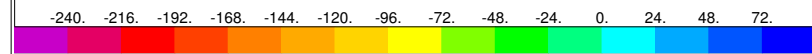


Z=28

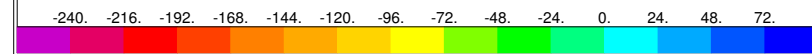


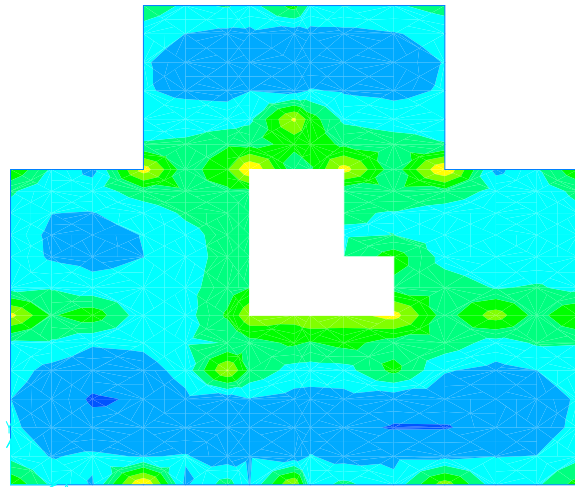


Z=5,5

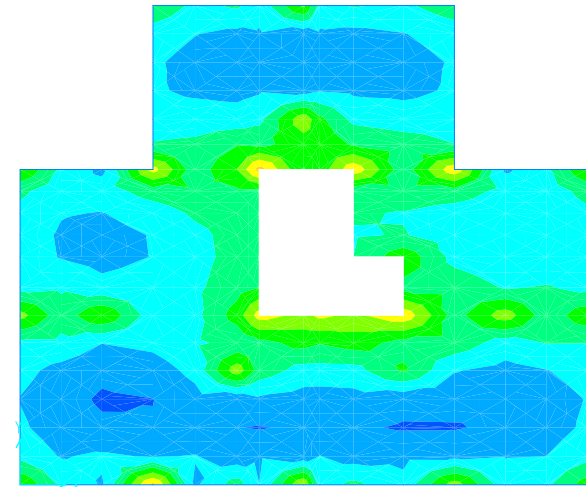
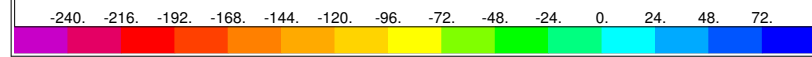


Z=10

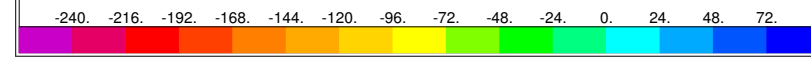


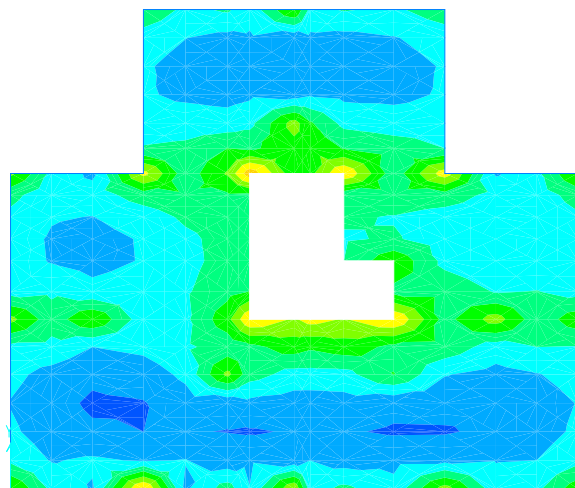


Z=13

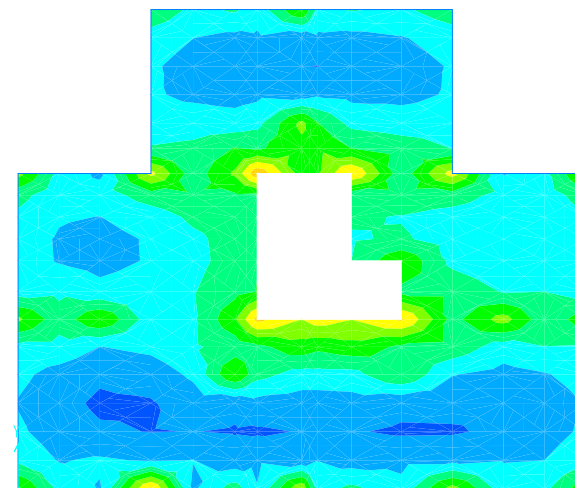
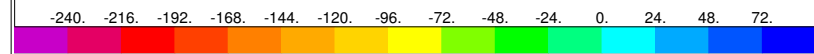


Z=16

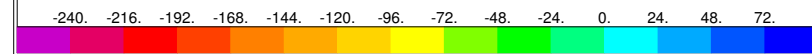


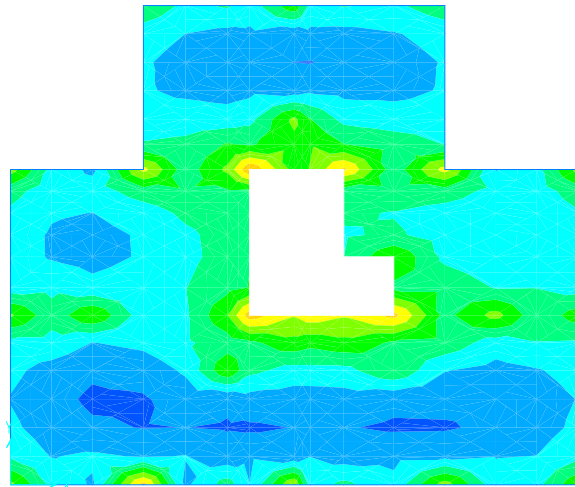


Z=19

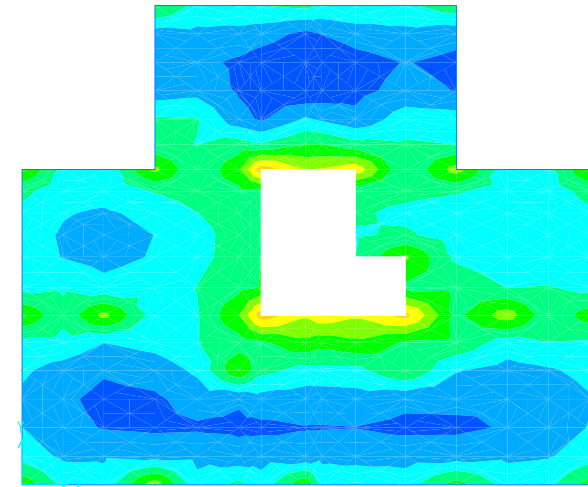
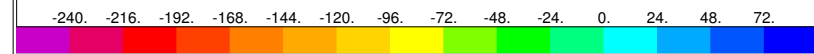


Z=22

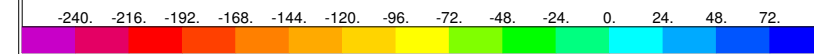




Z=25

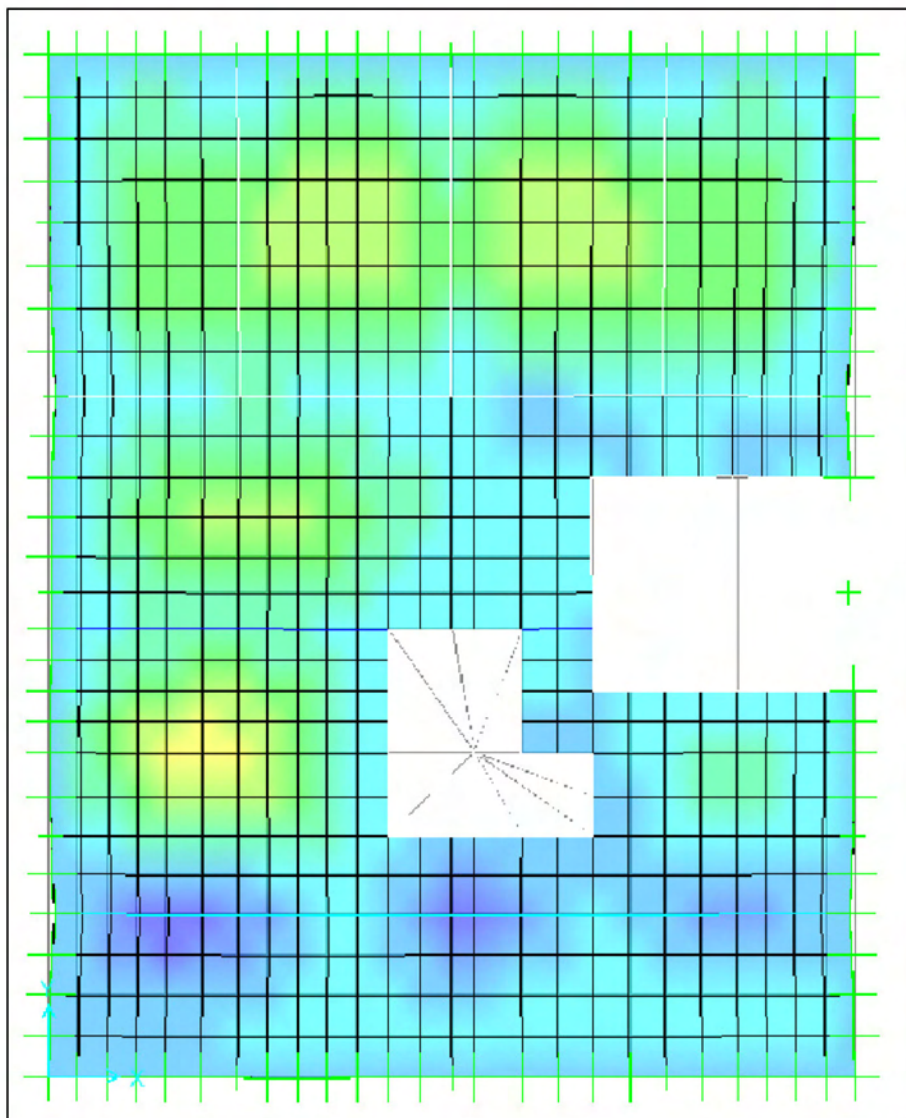


Z=28

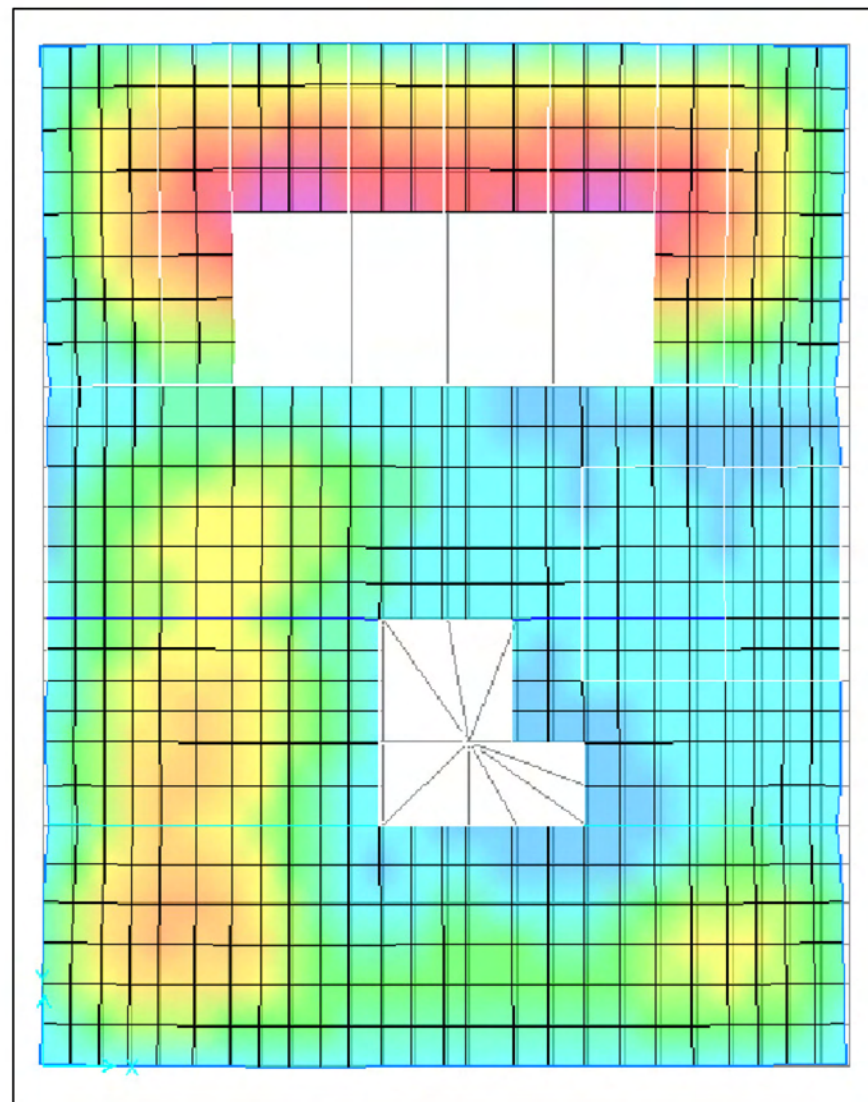




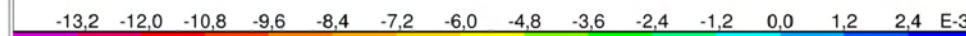
Anexo XI – Deformação nas lajes

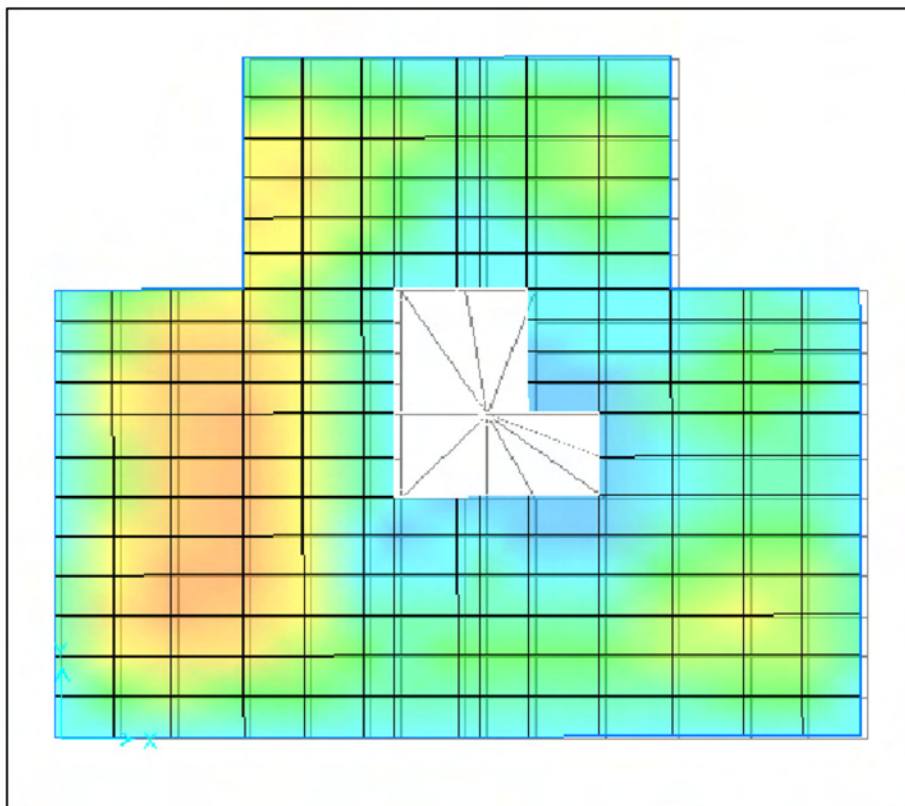


PISO 0

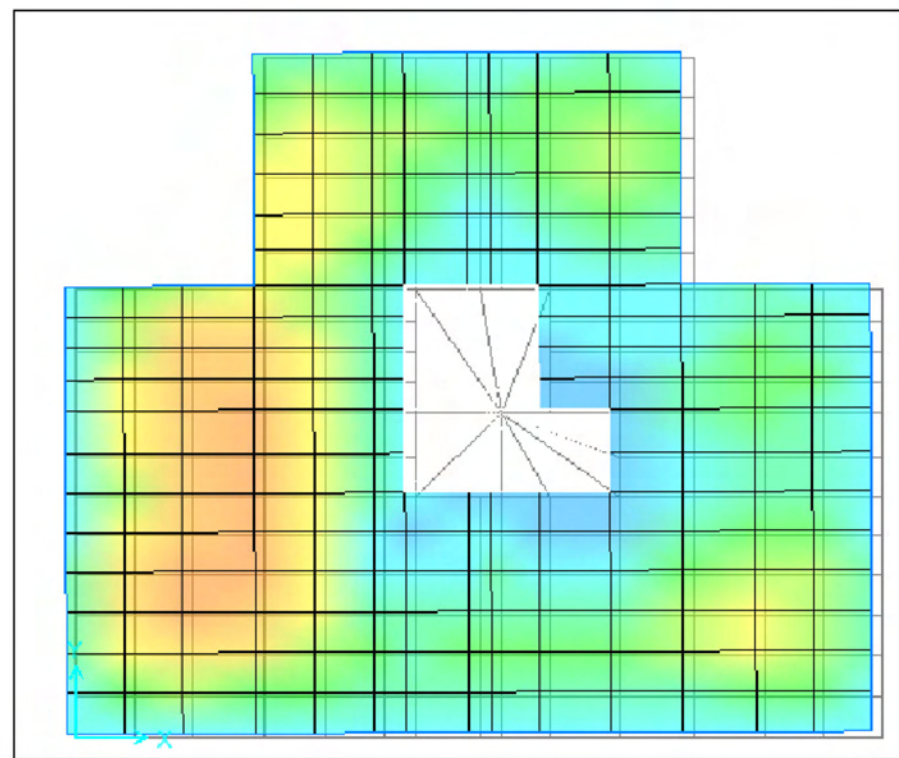
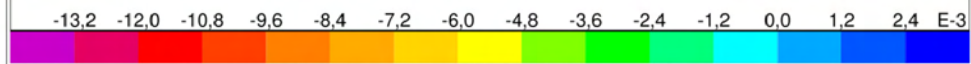


PISO 1

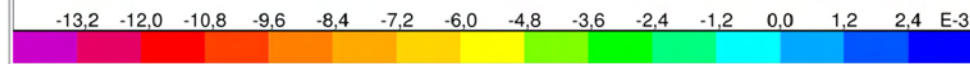


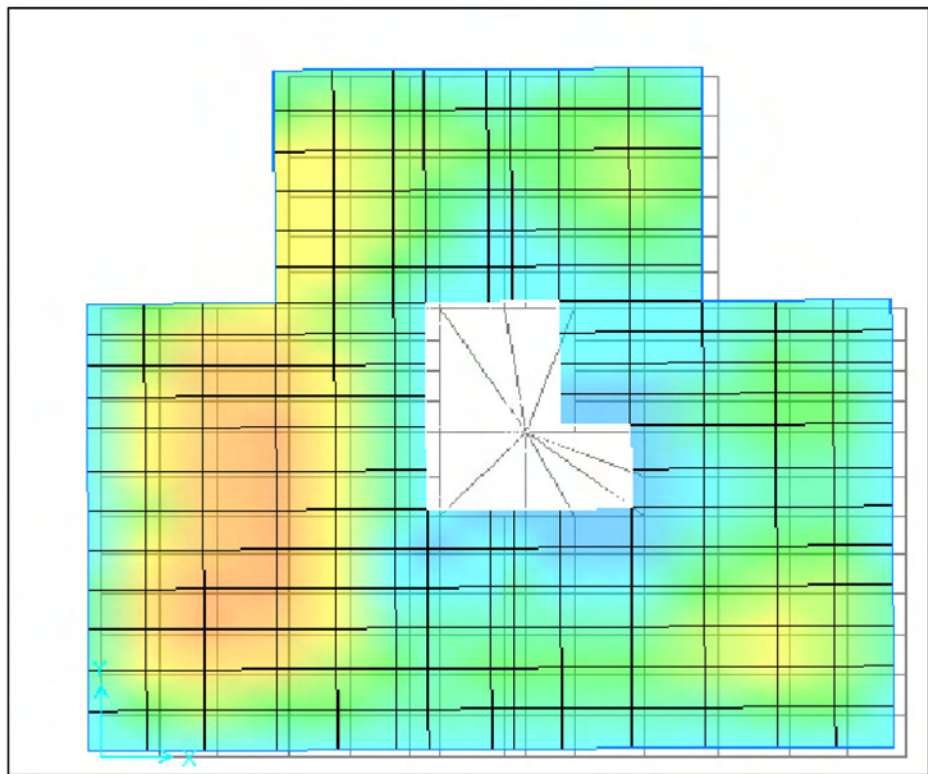


PISO 2

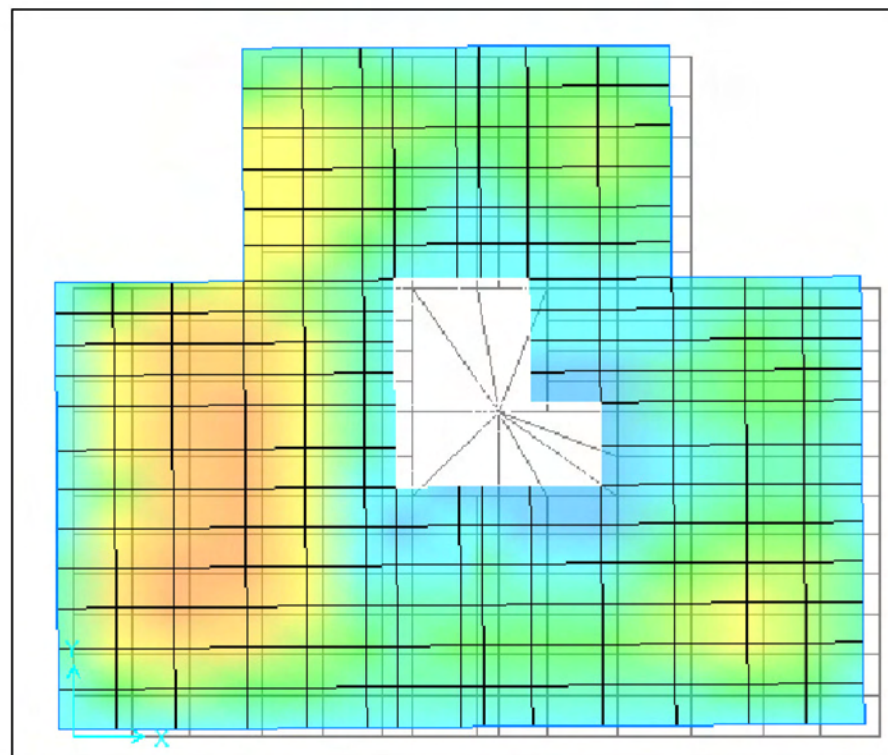
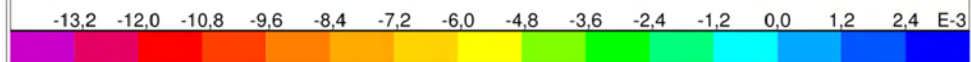


PISO 3

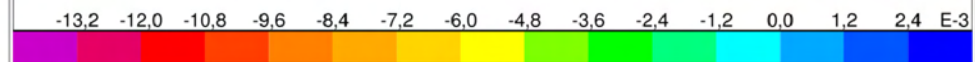


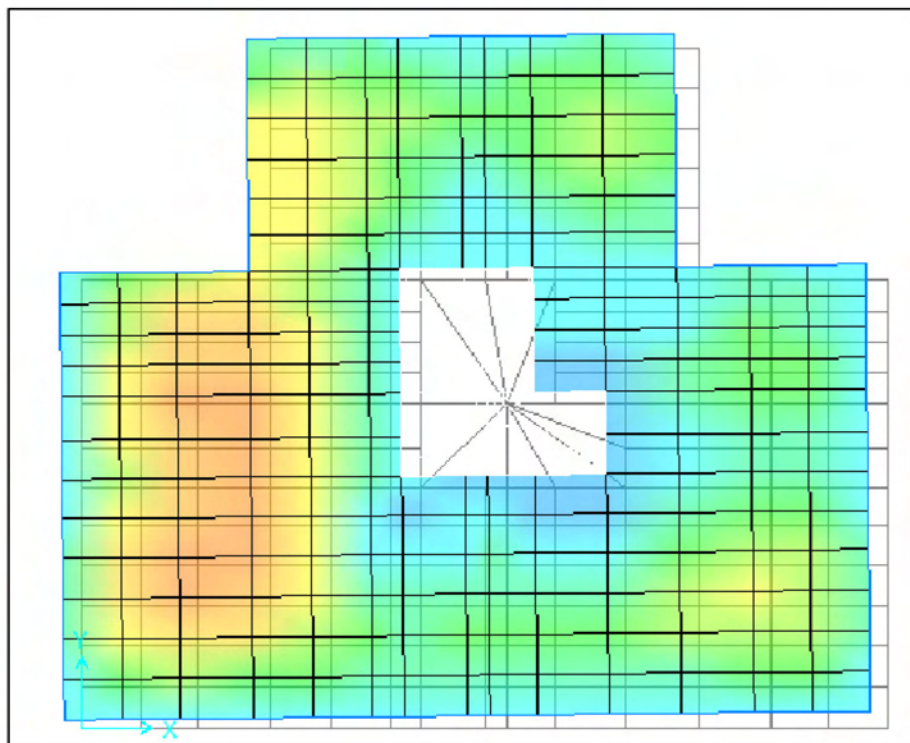


PISO 4

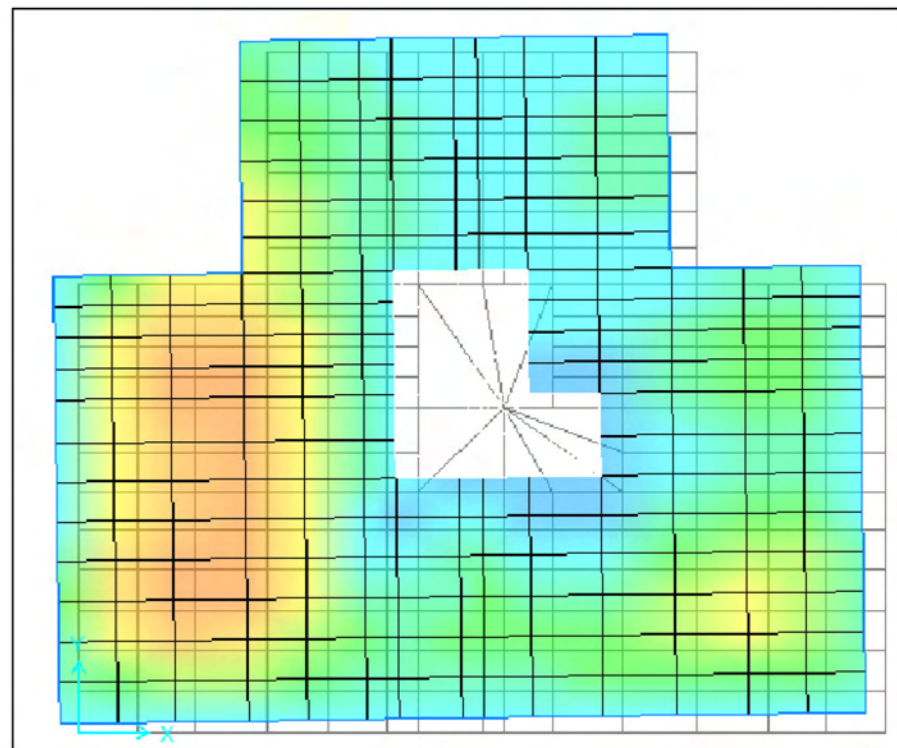
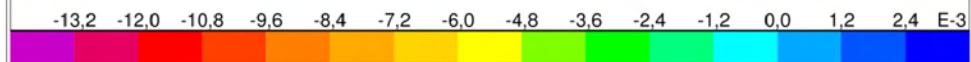


PISO 5

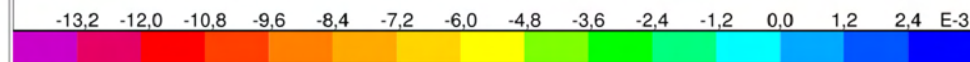


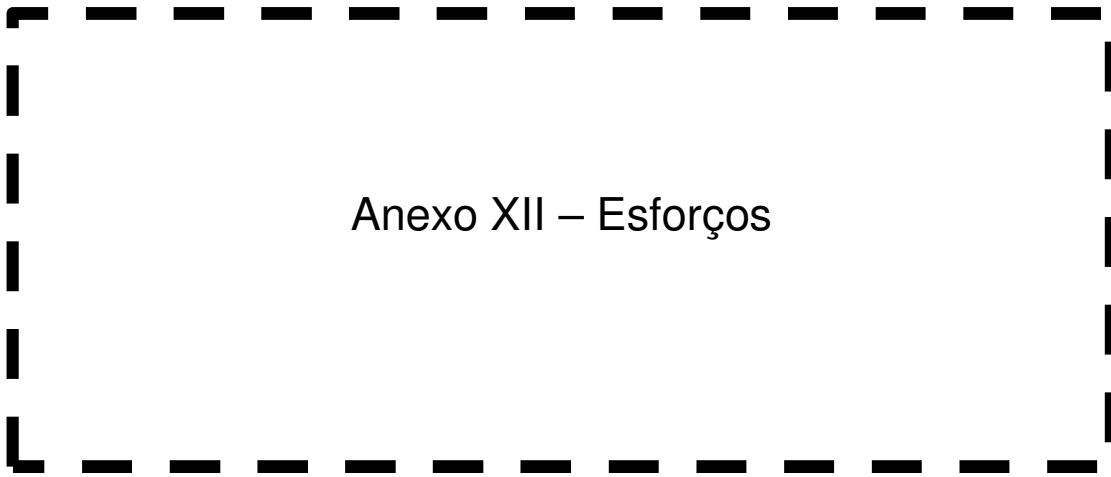


PISO 6

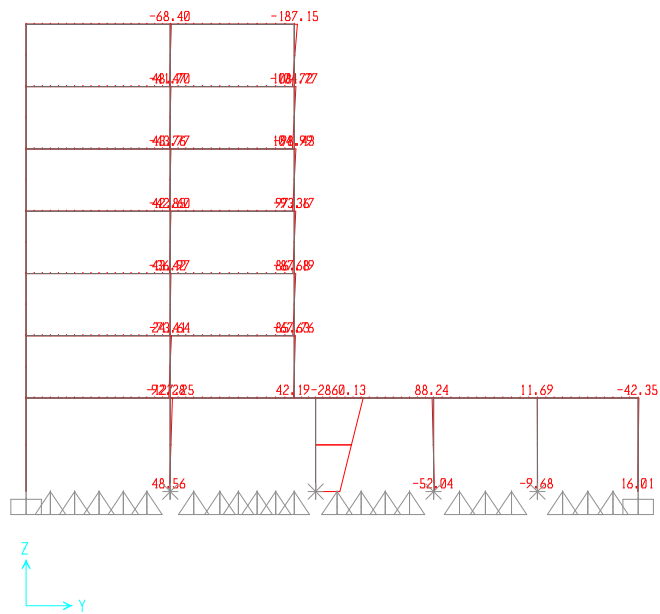


PISO 7 - COBERTURA

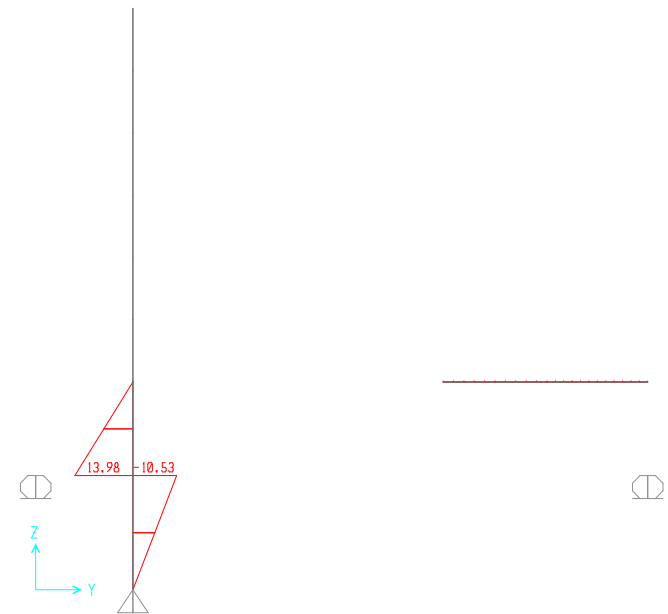




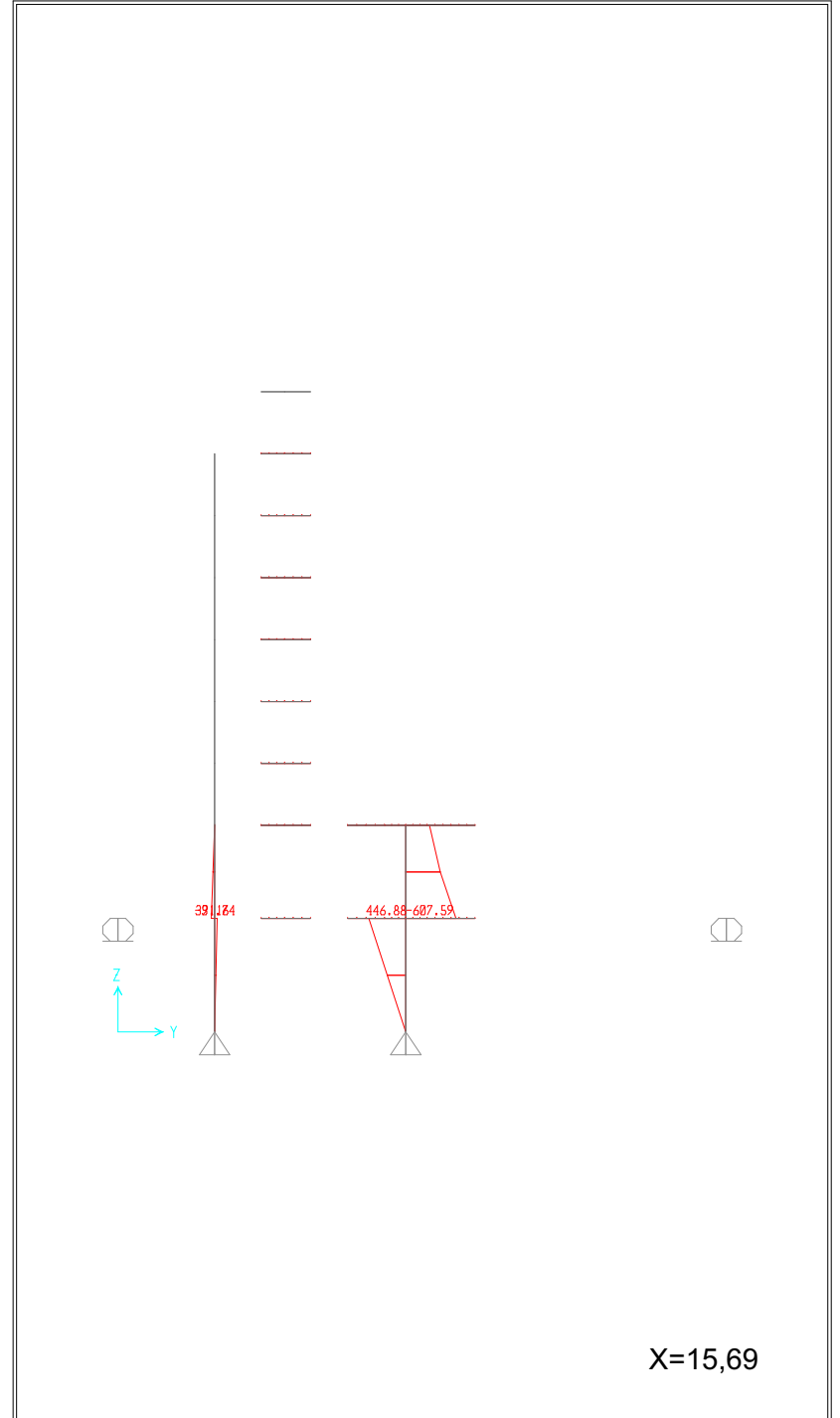
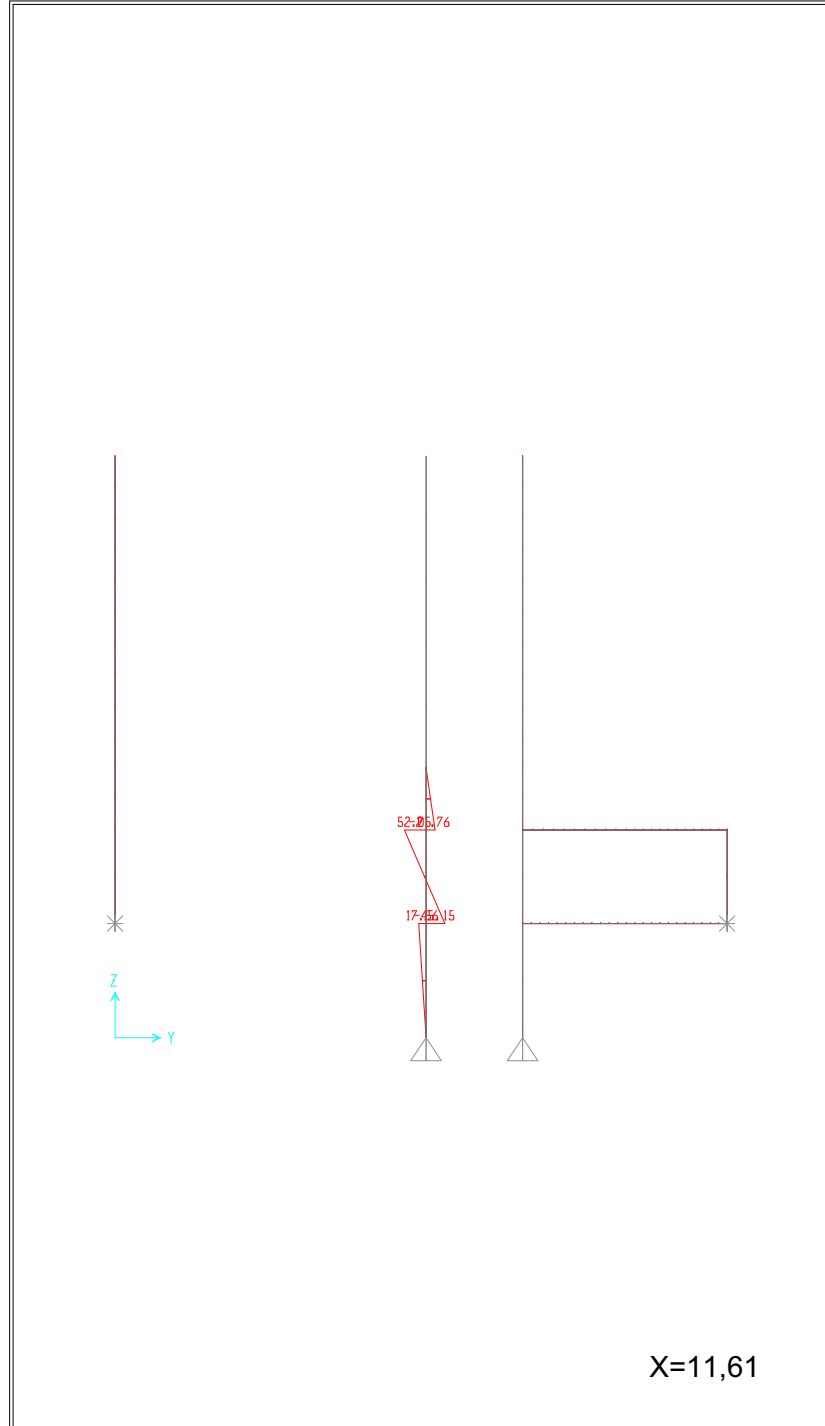
Anexo XII – Esforços

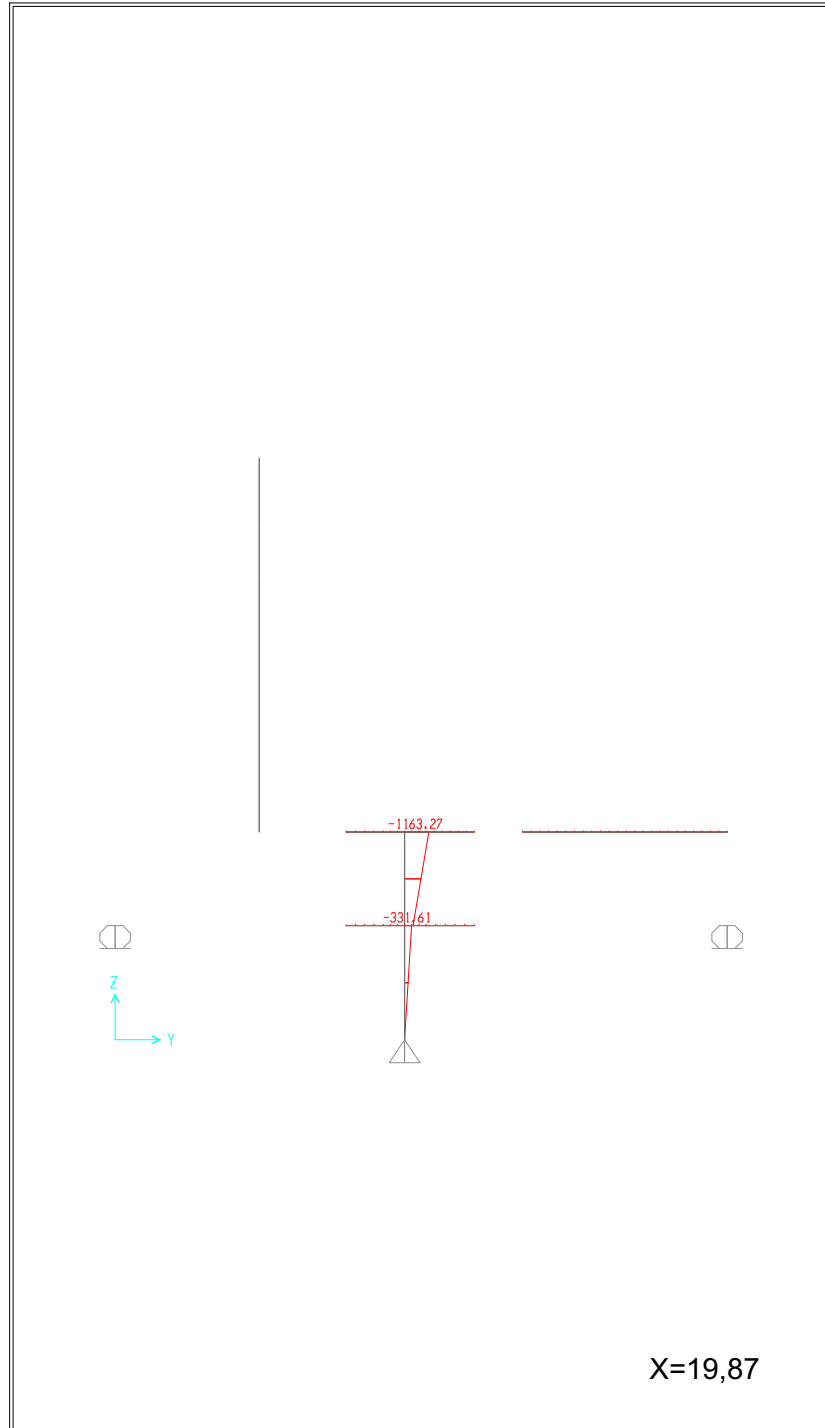


X=0

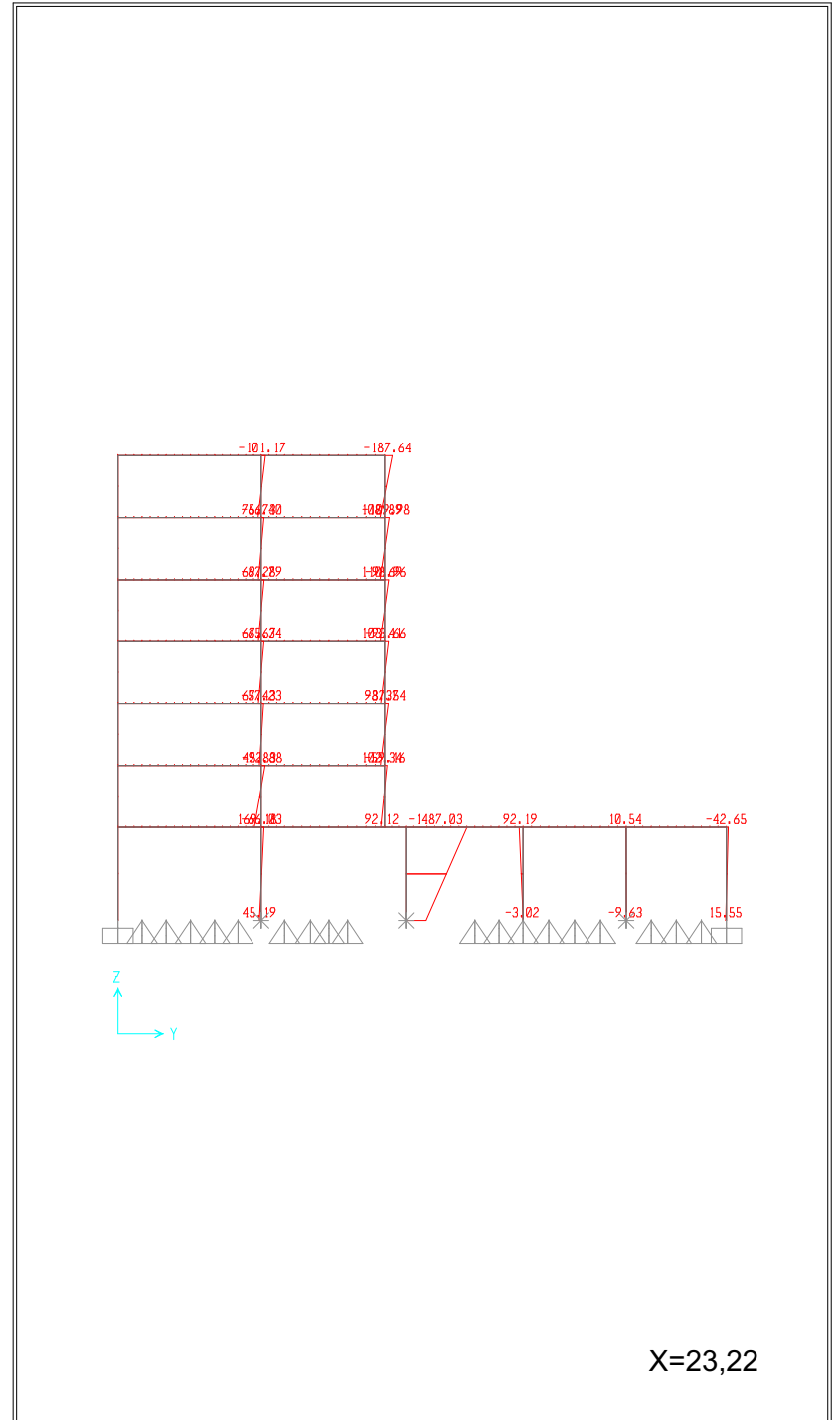


X=8,88

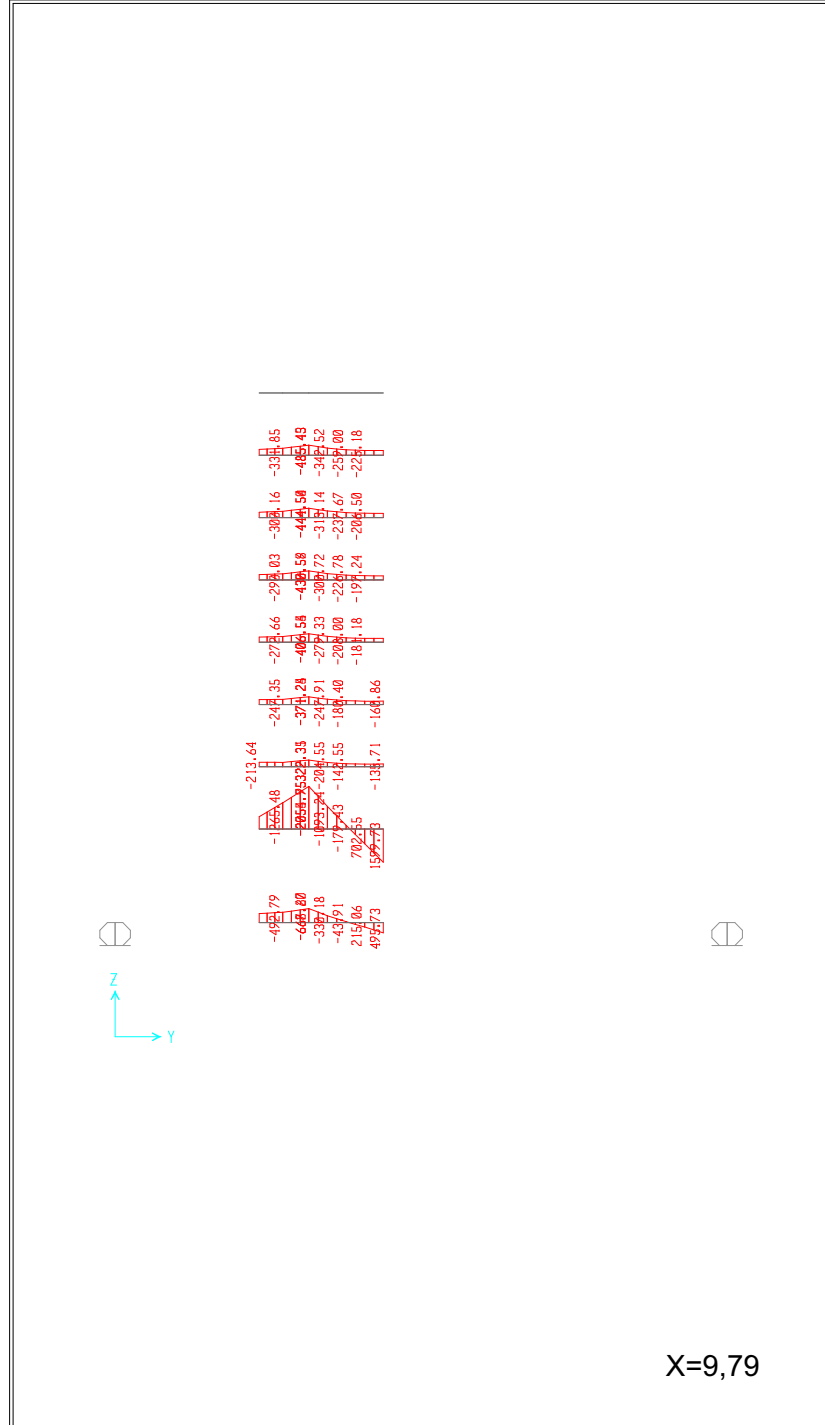




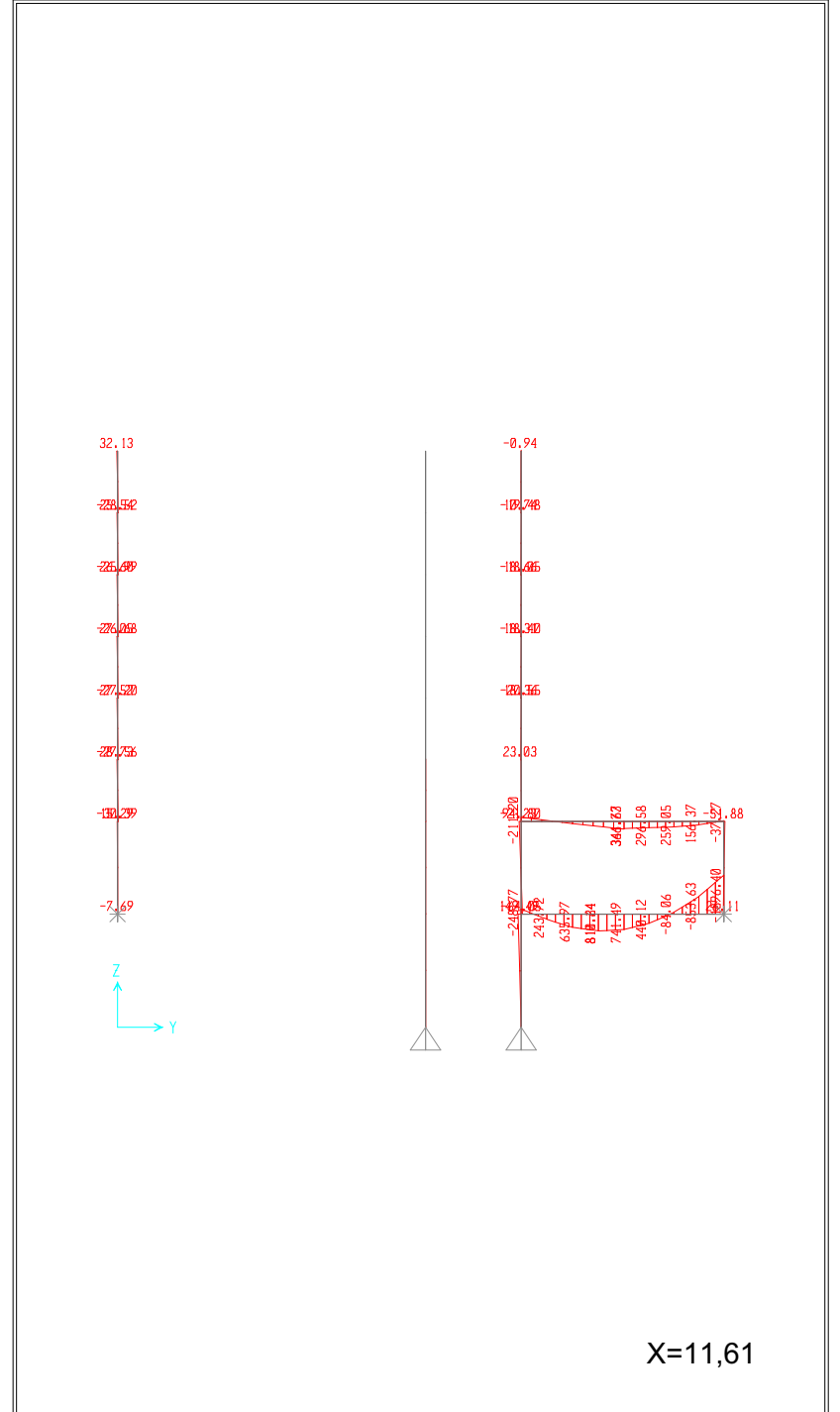
X=19,87



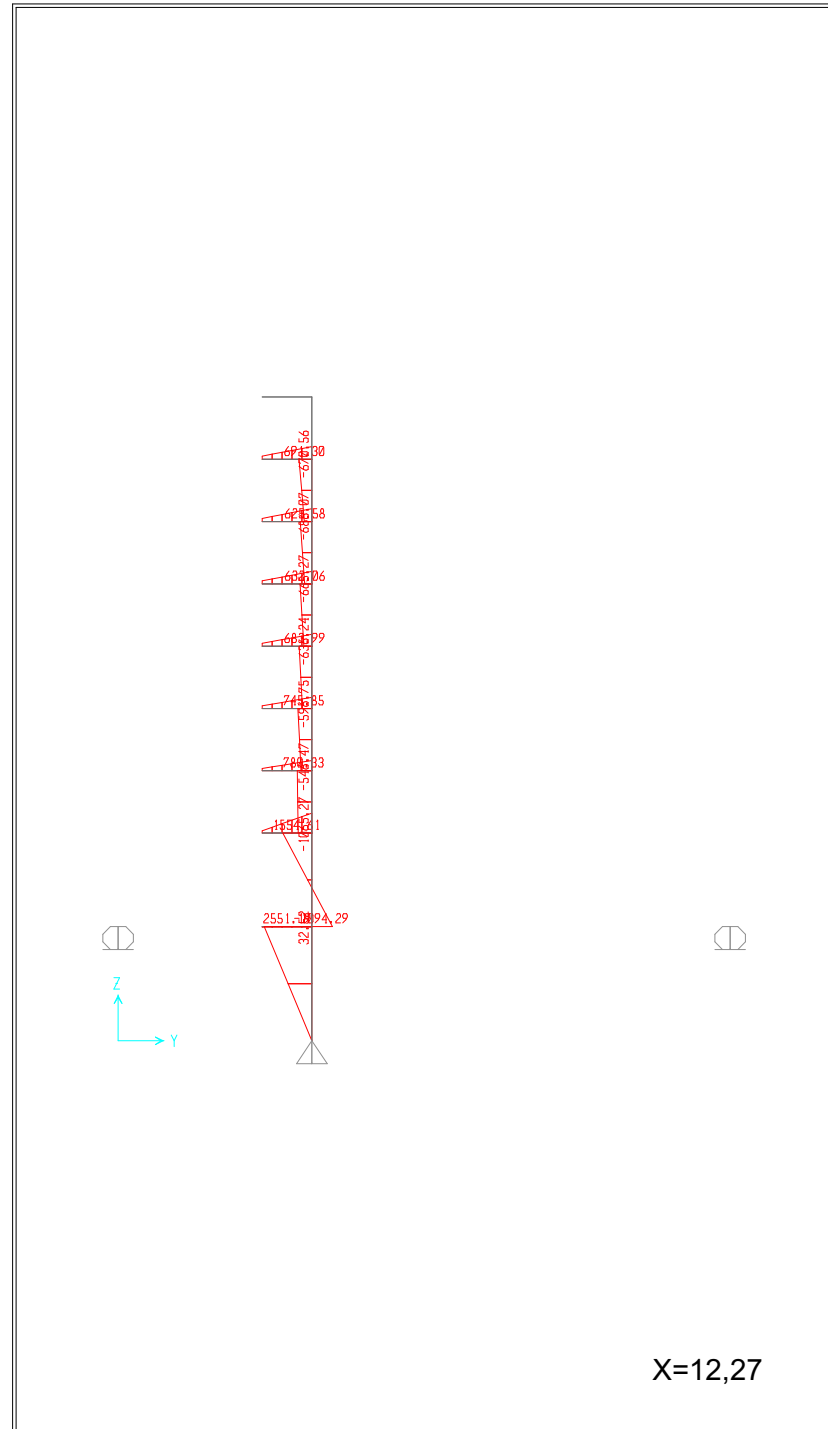
X=23,22



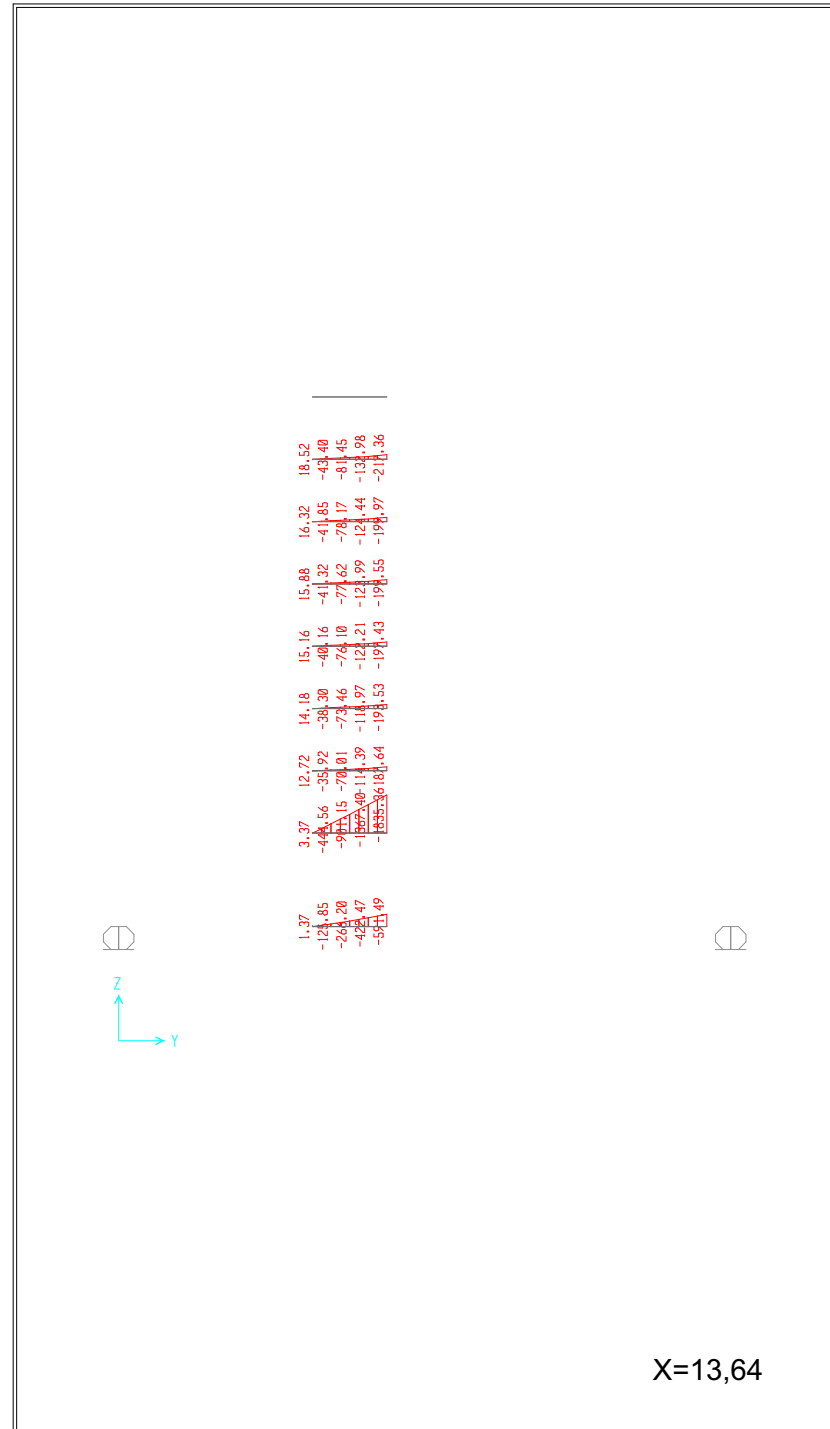
X=9,79



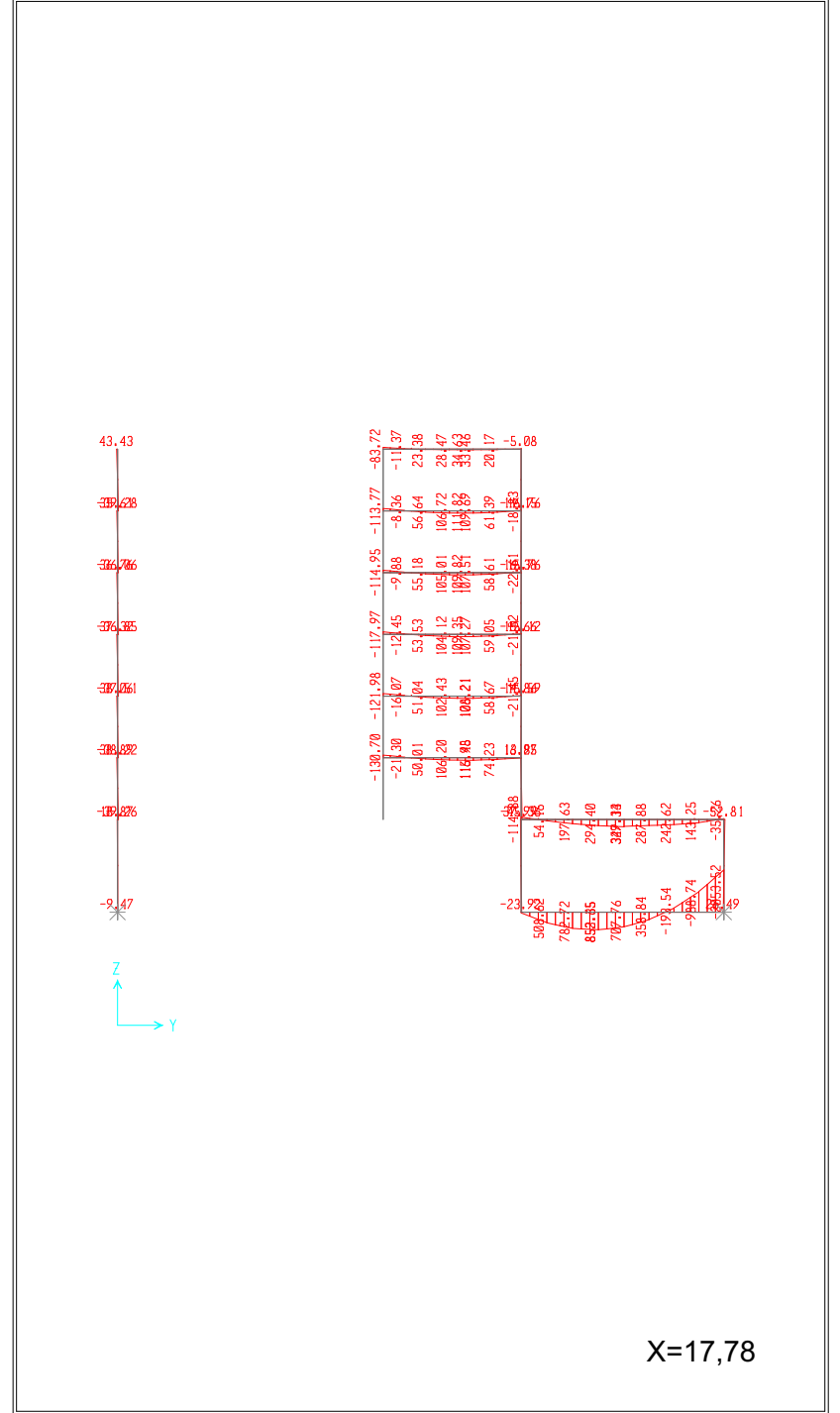
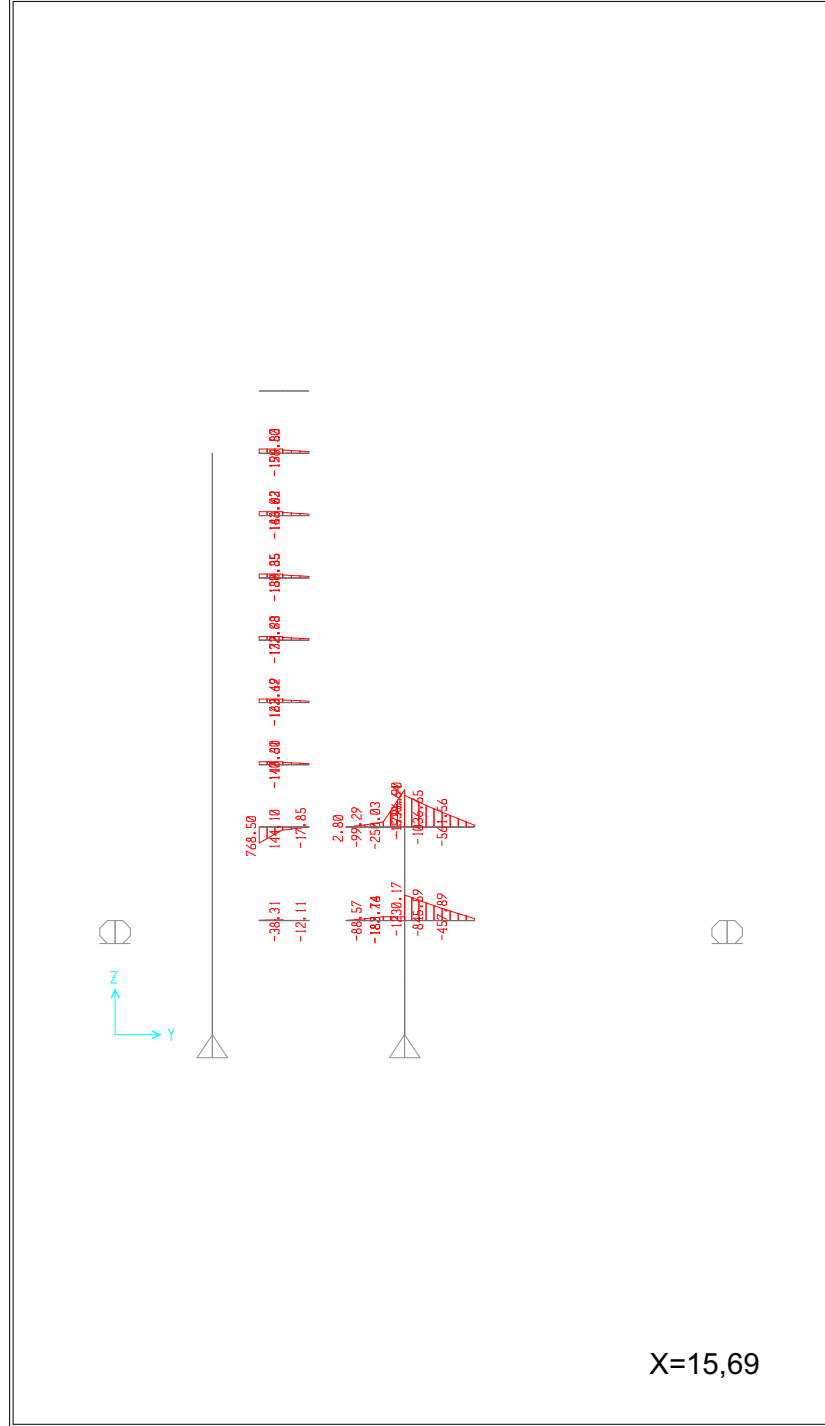
X=11,61

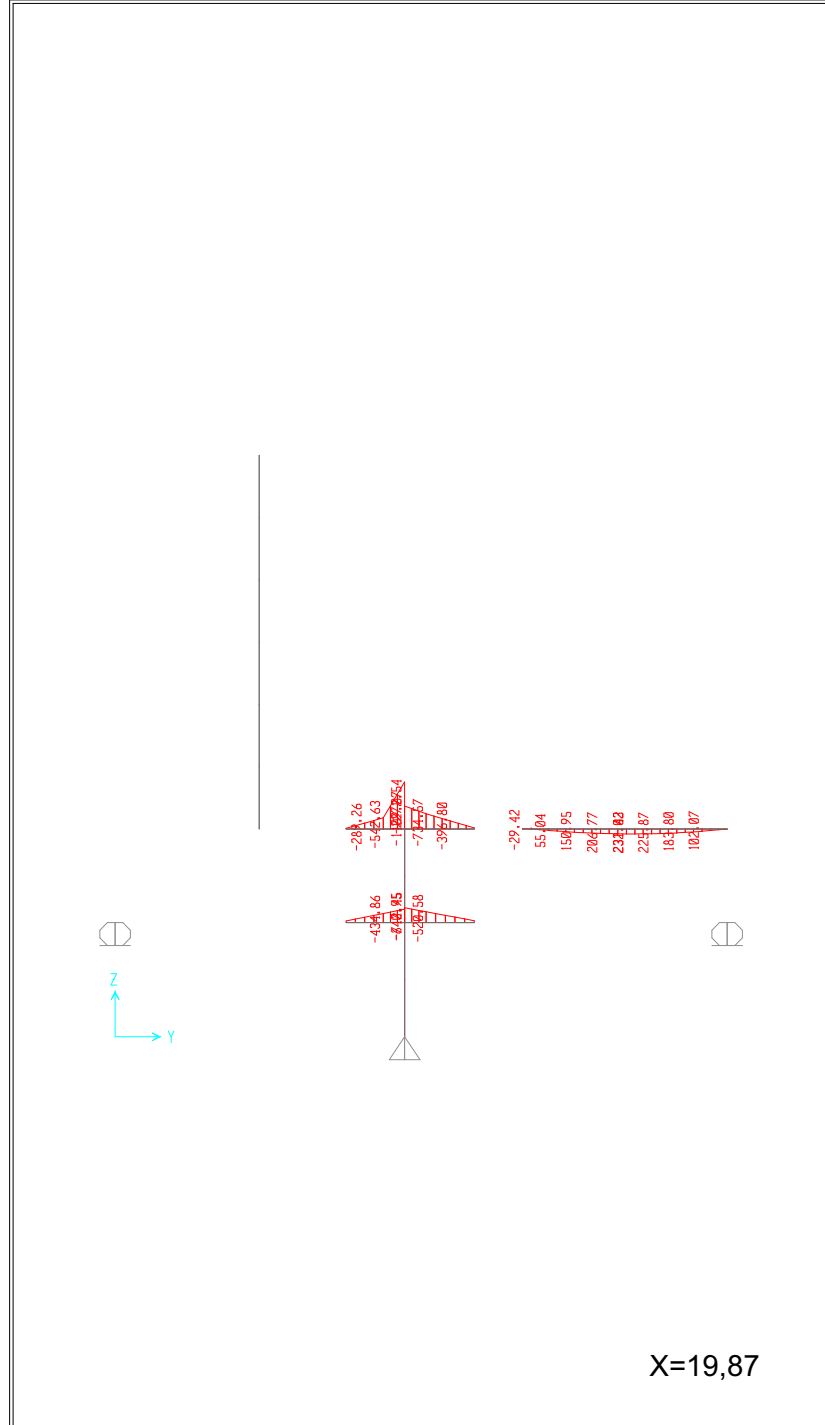


X=12,27

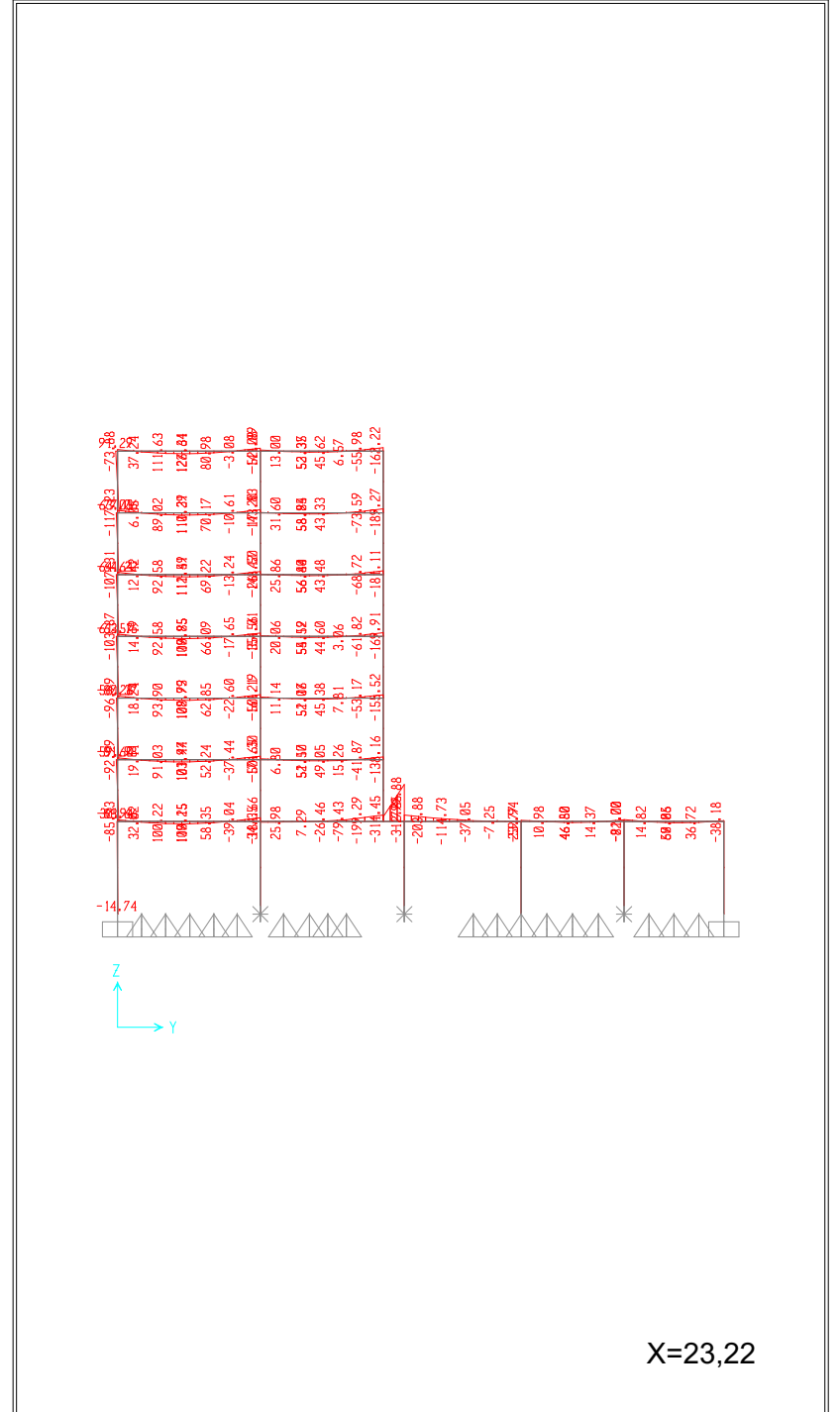


X=13,64

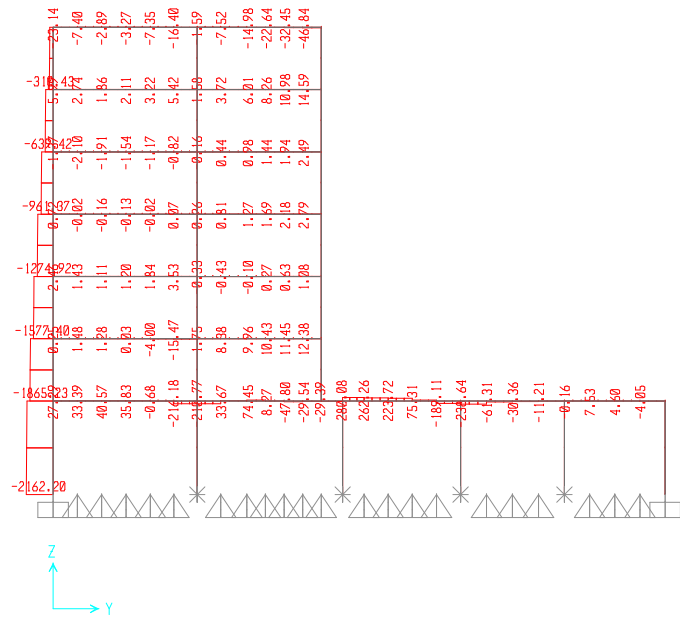




X=19,87



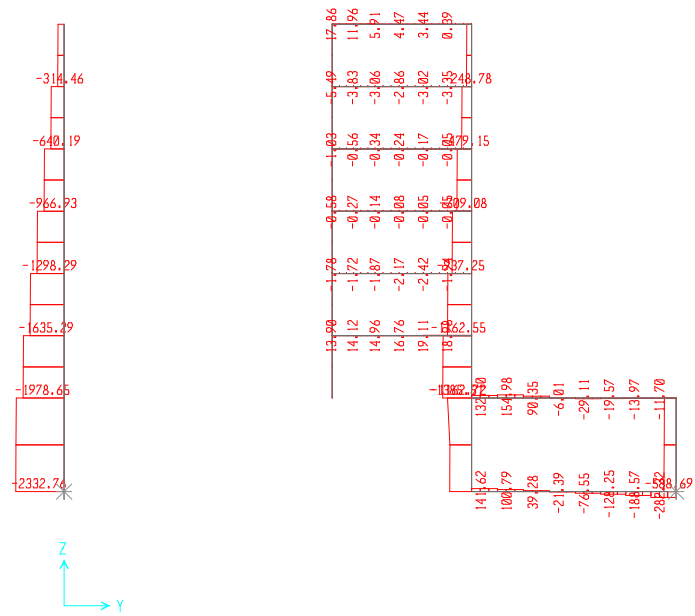
X=23,22



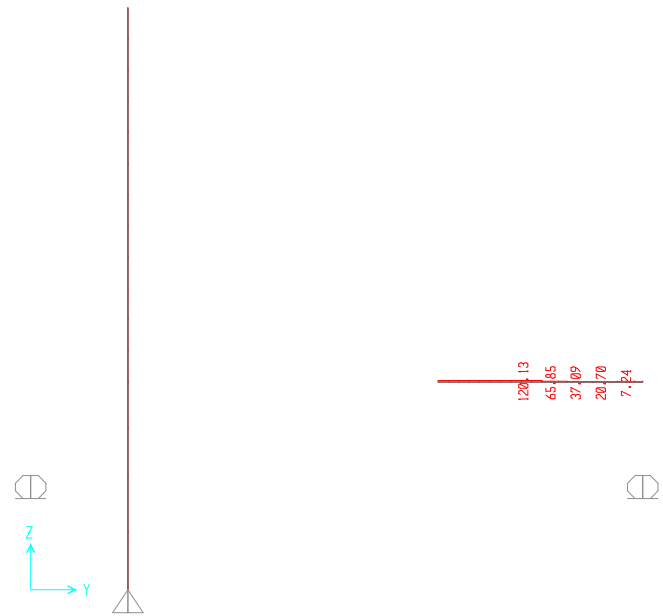
X=0



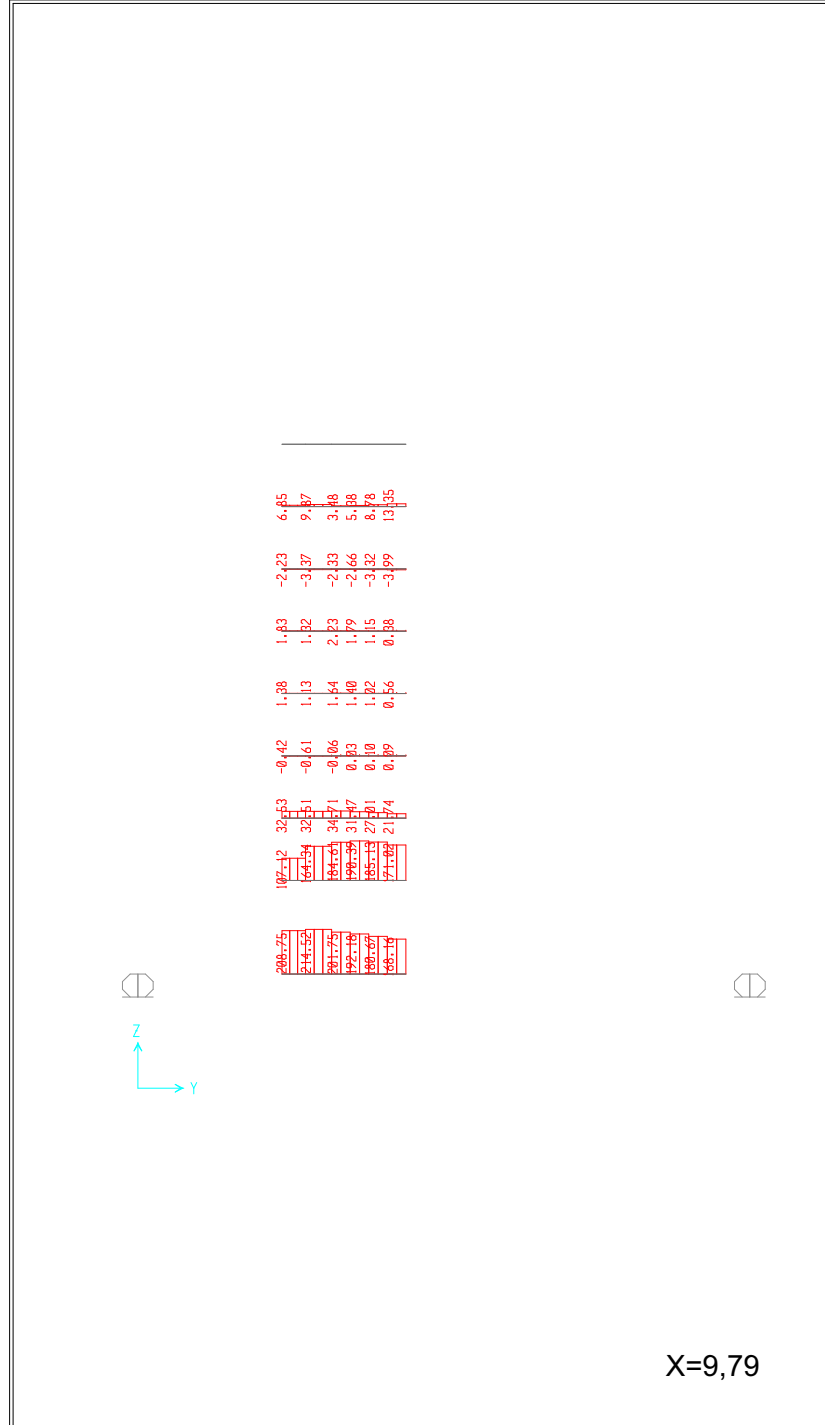
X=3,35



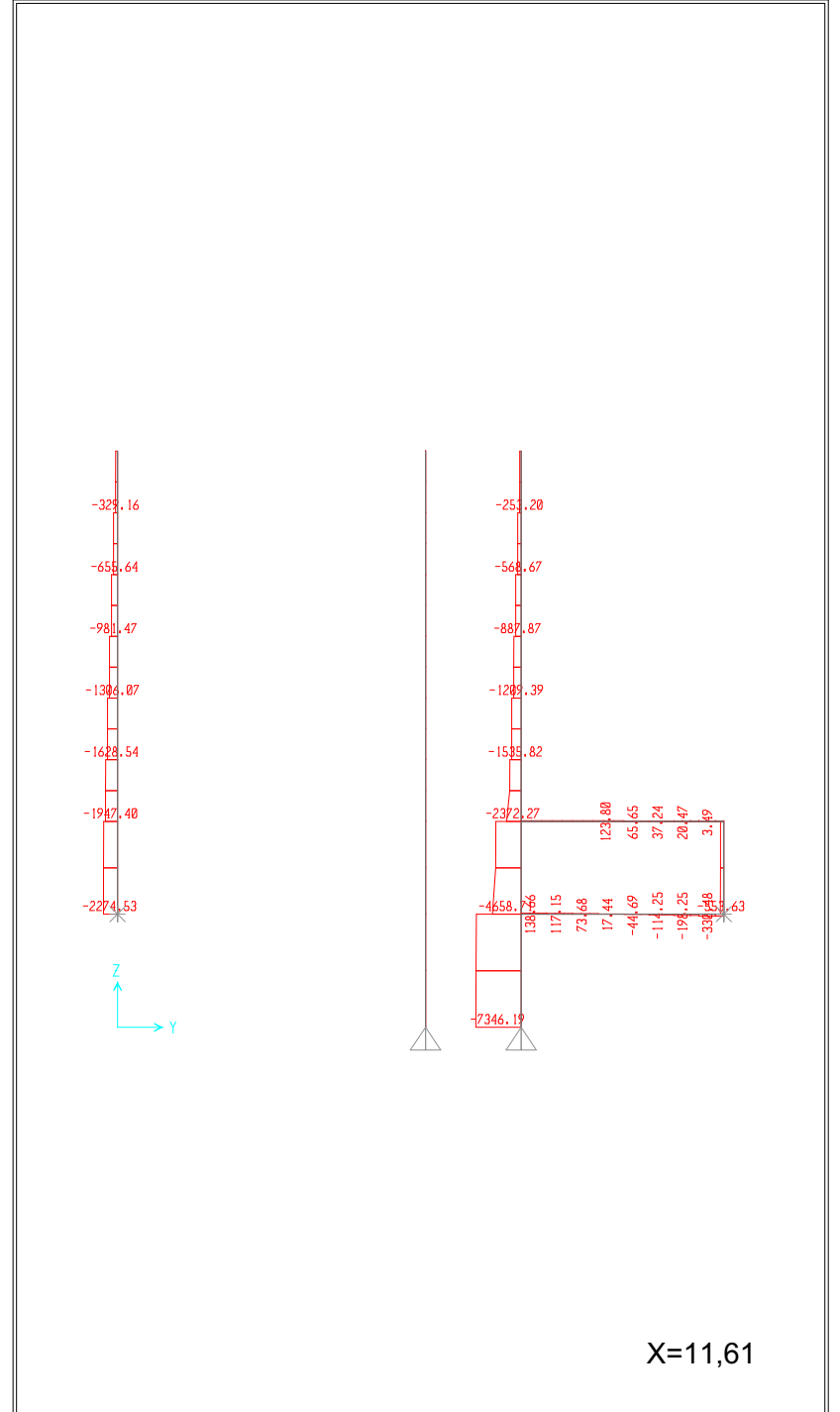
X=5,44



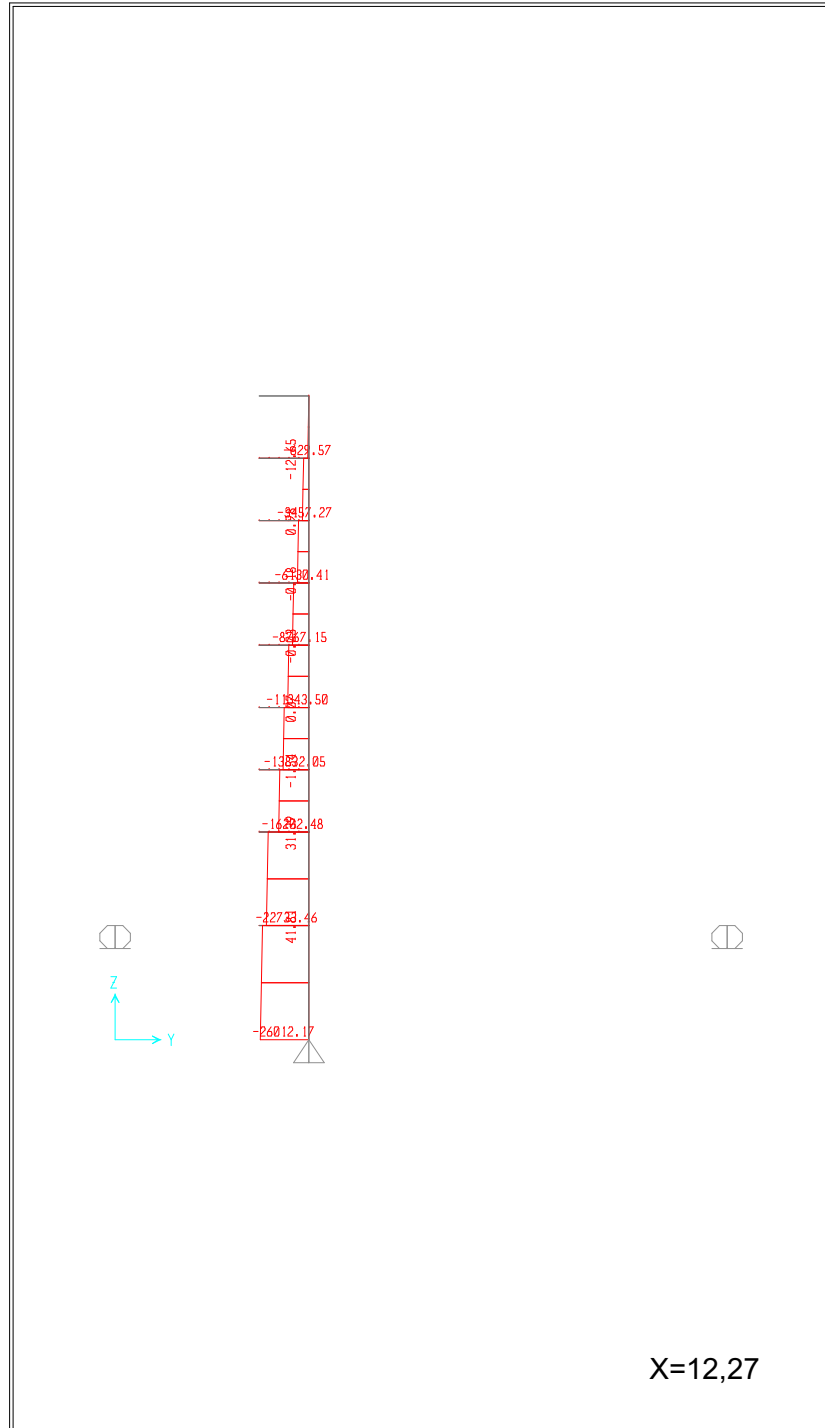
X=8,88



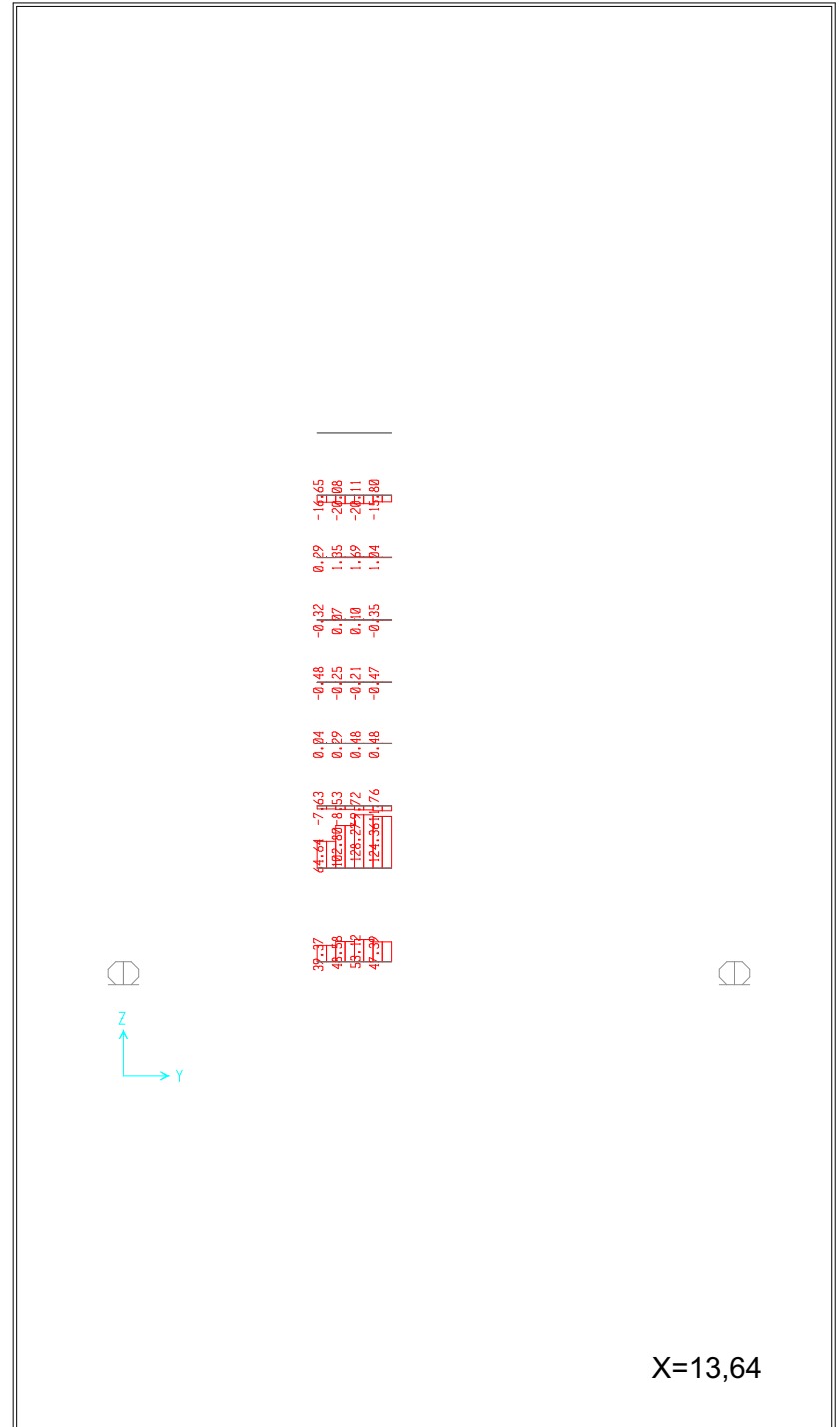
X=9,79



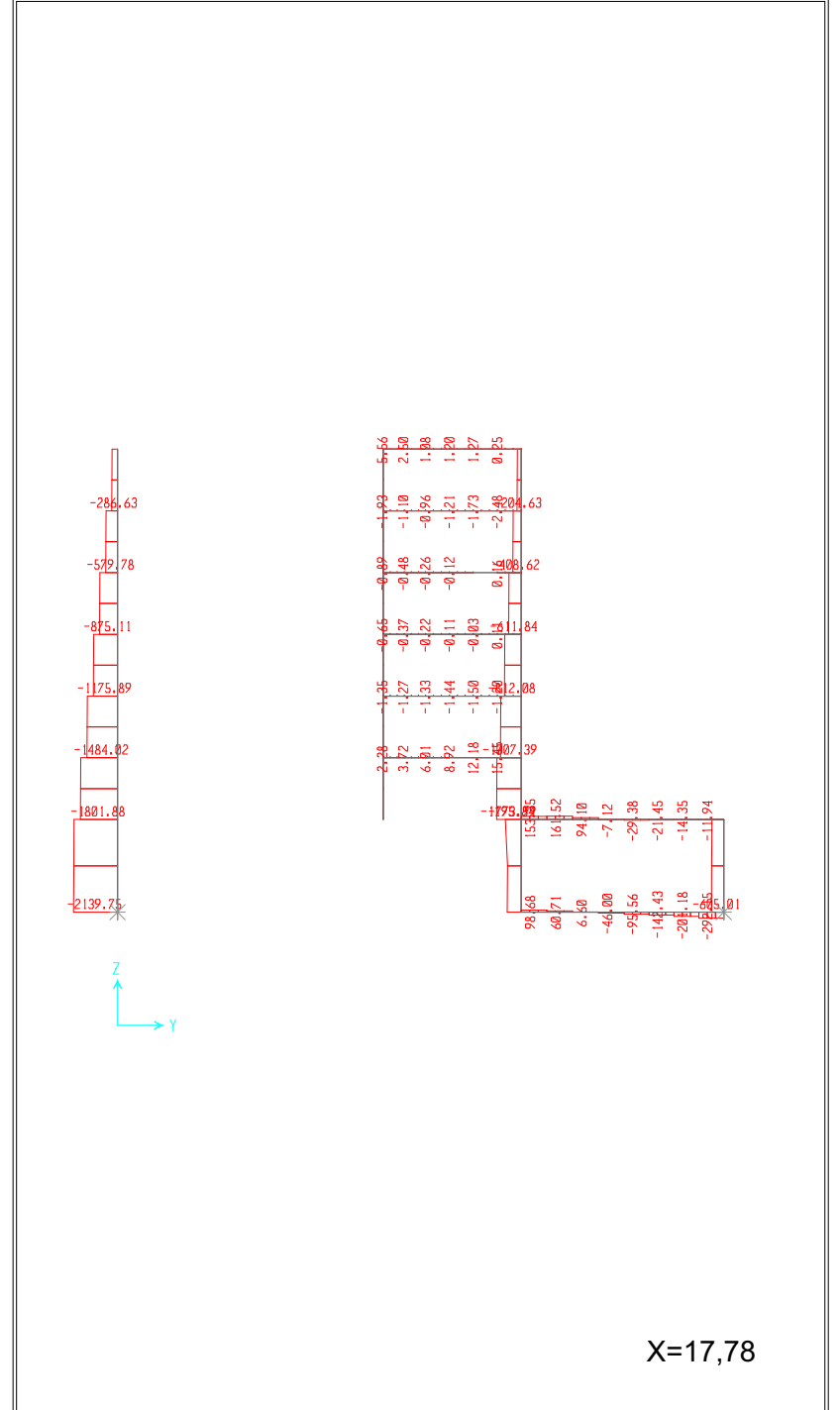
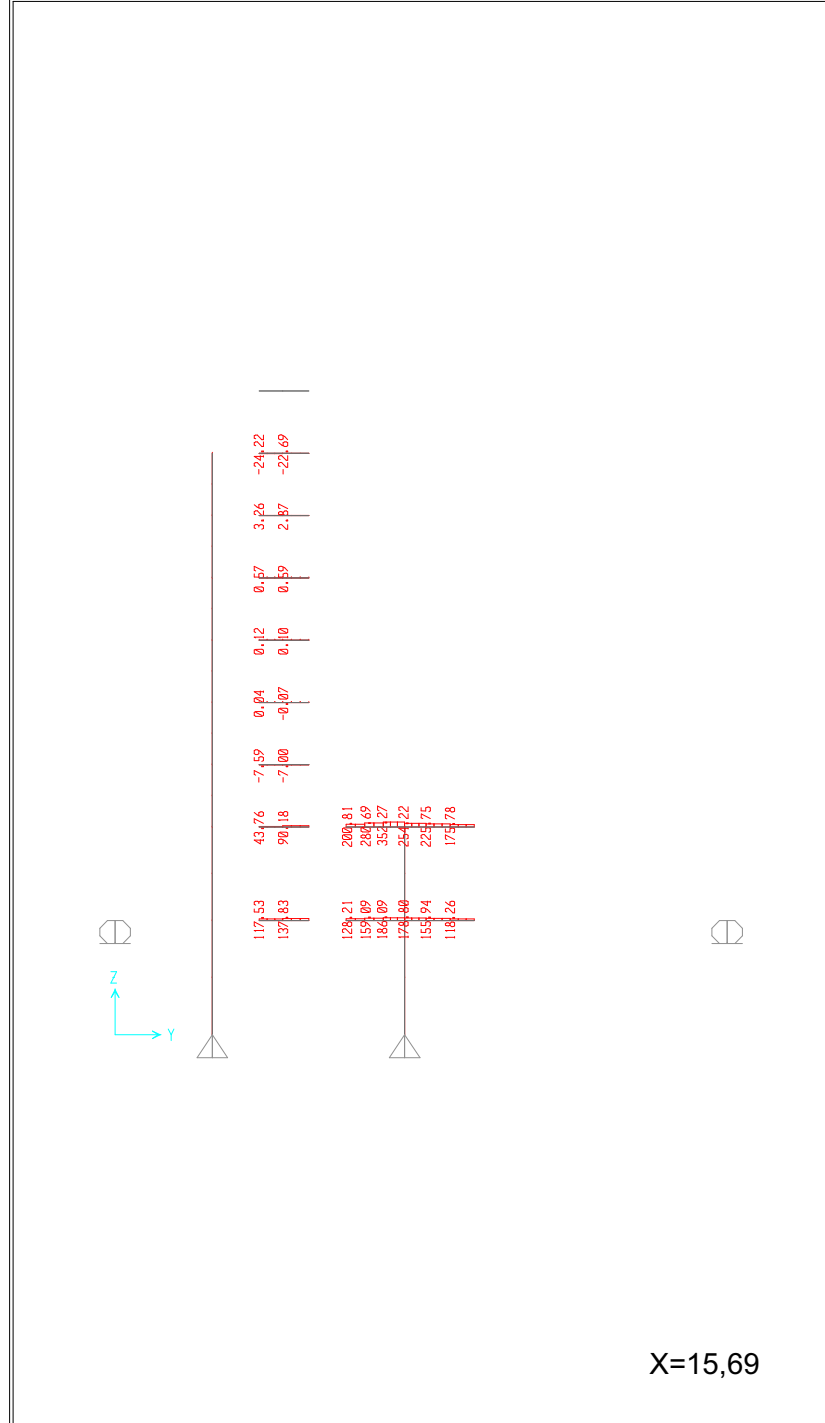
X=11,61

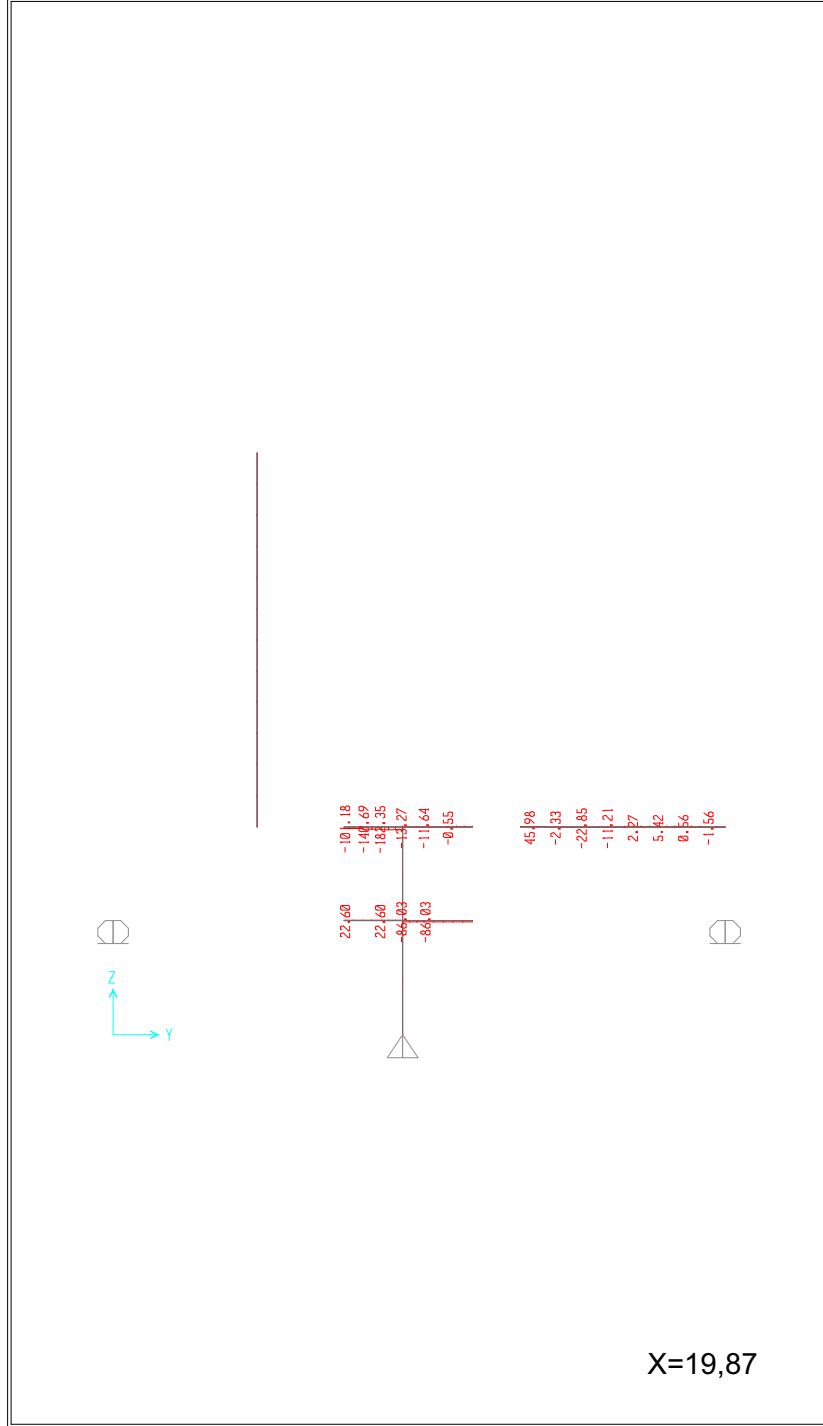


X=12,27

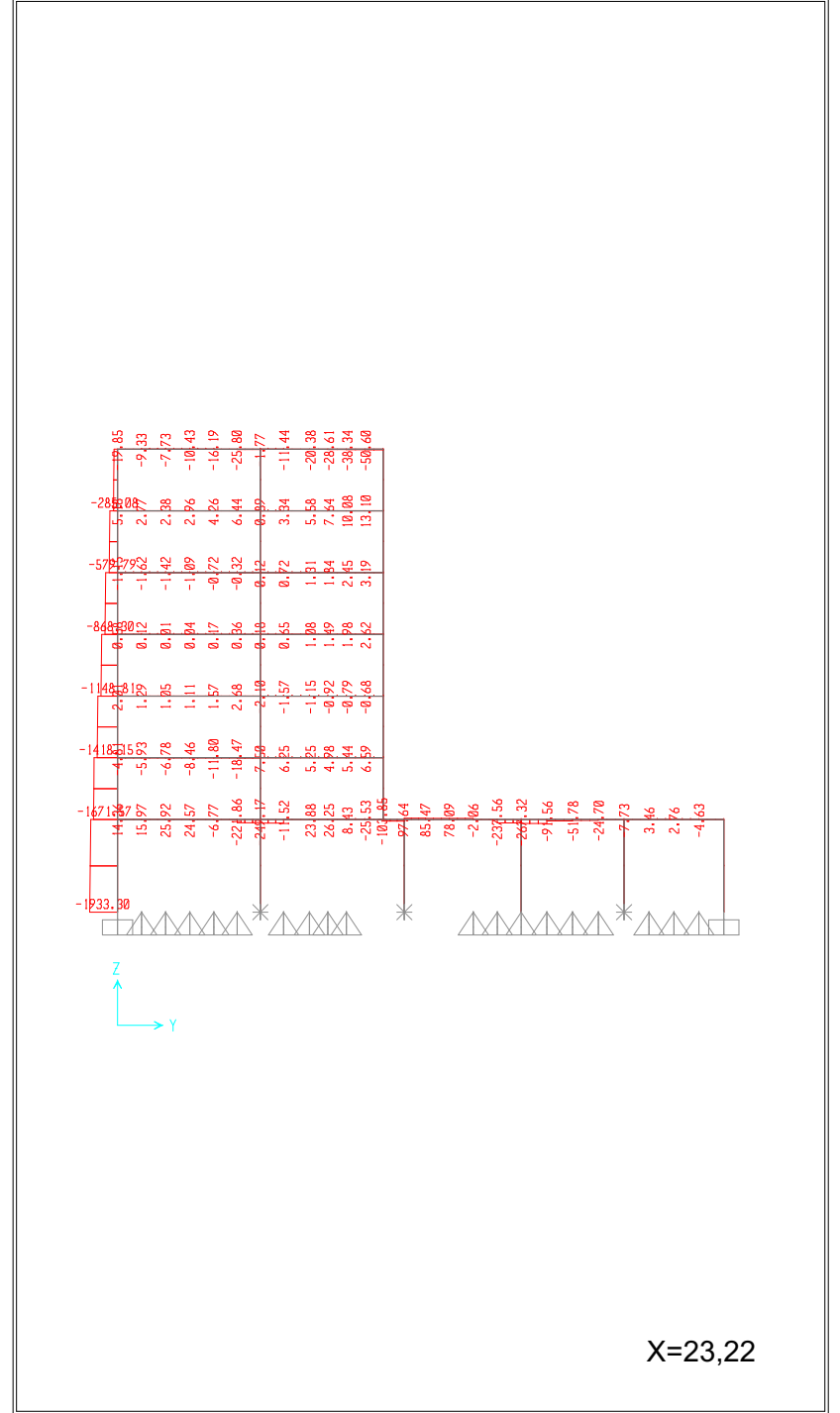


X=13,64

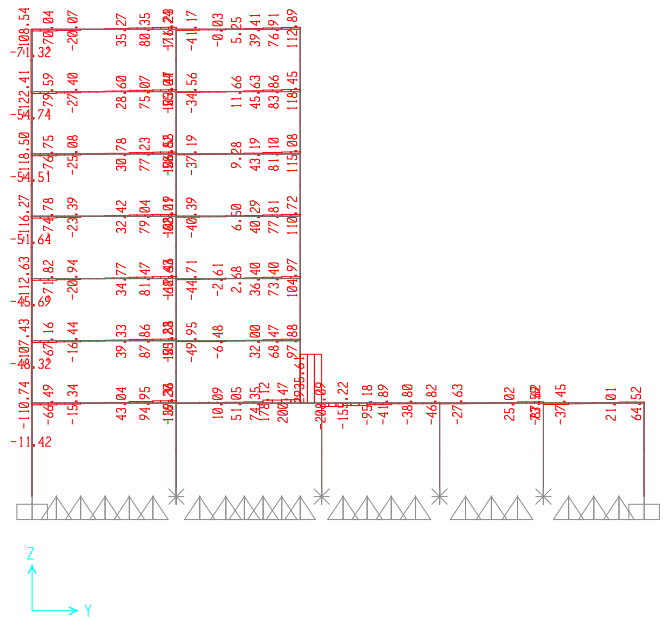




X=19,87



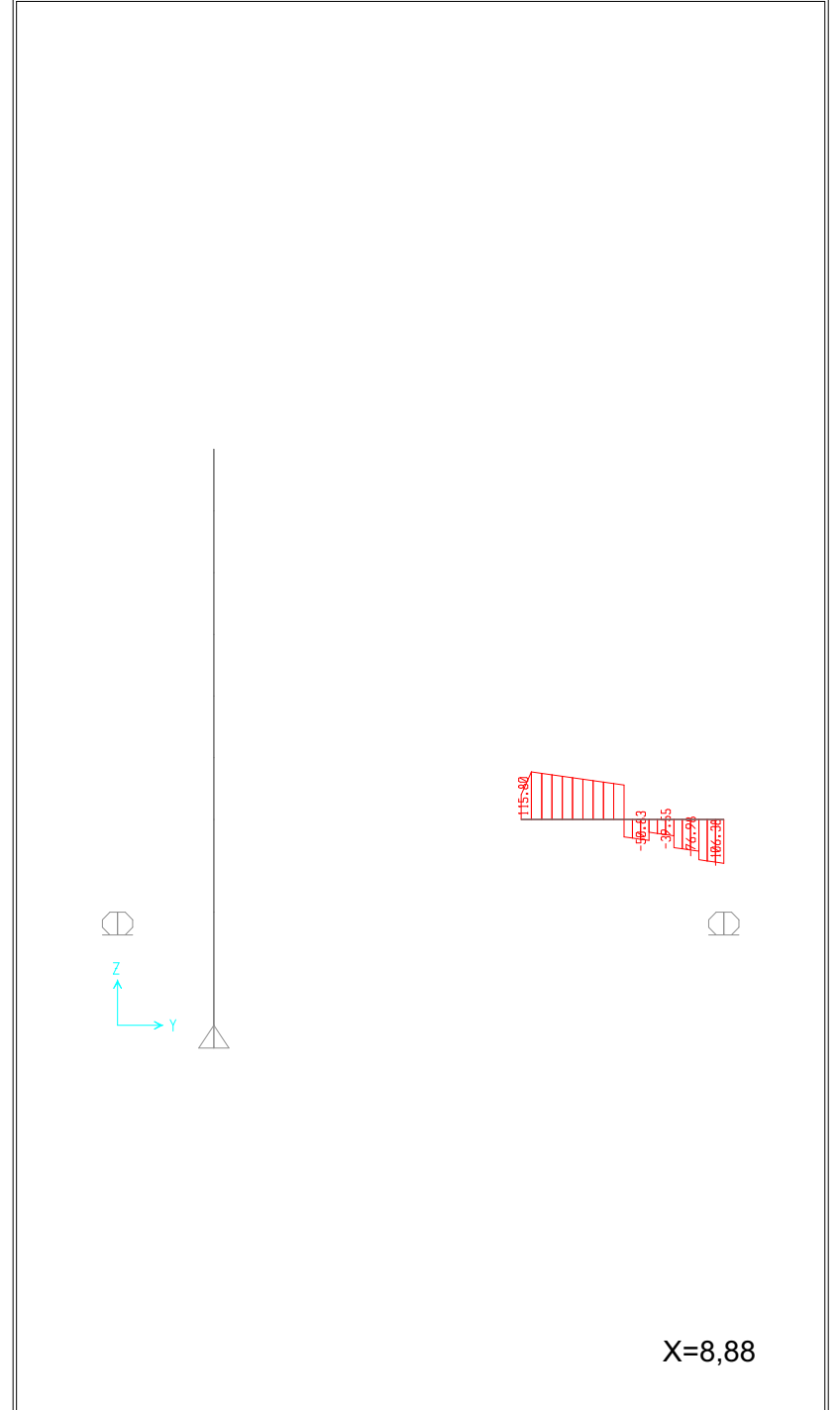
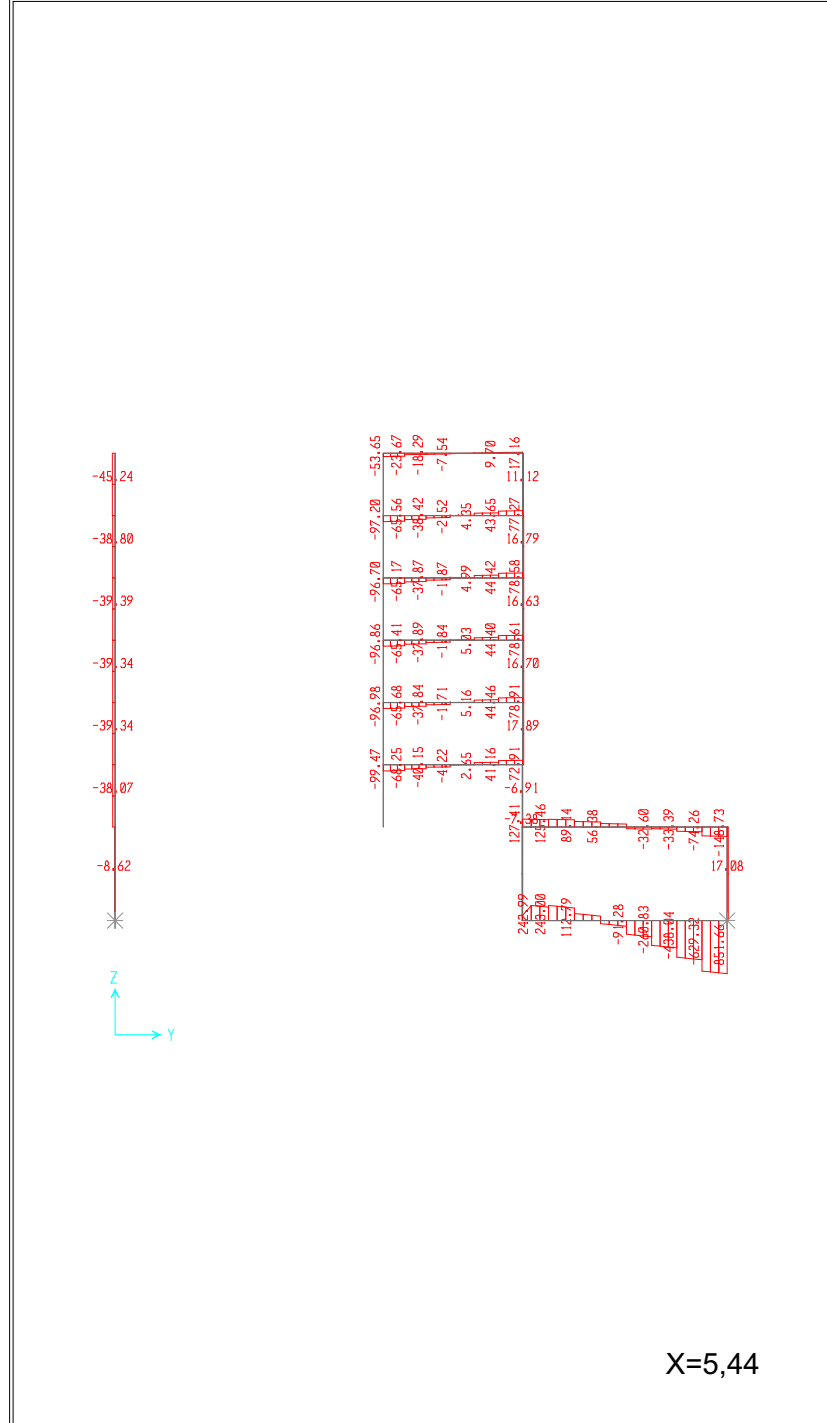
X=23,22

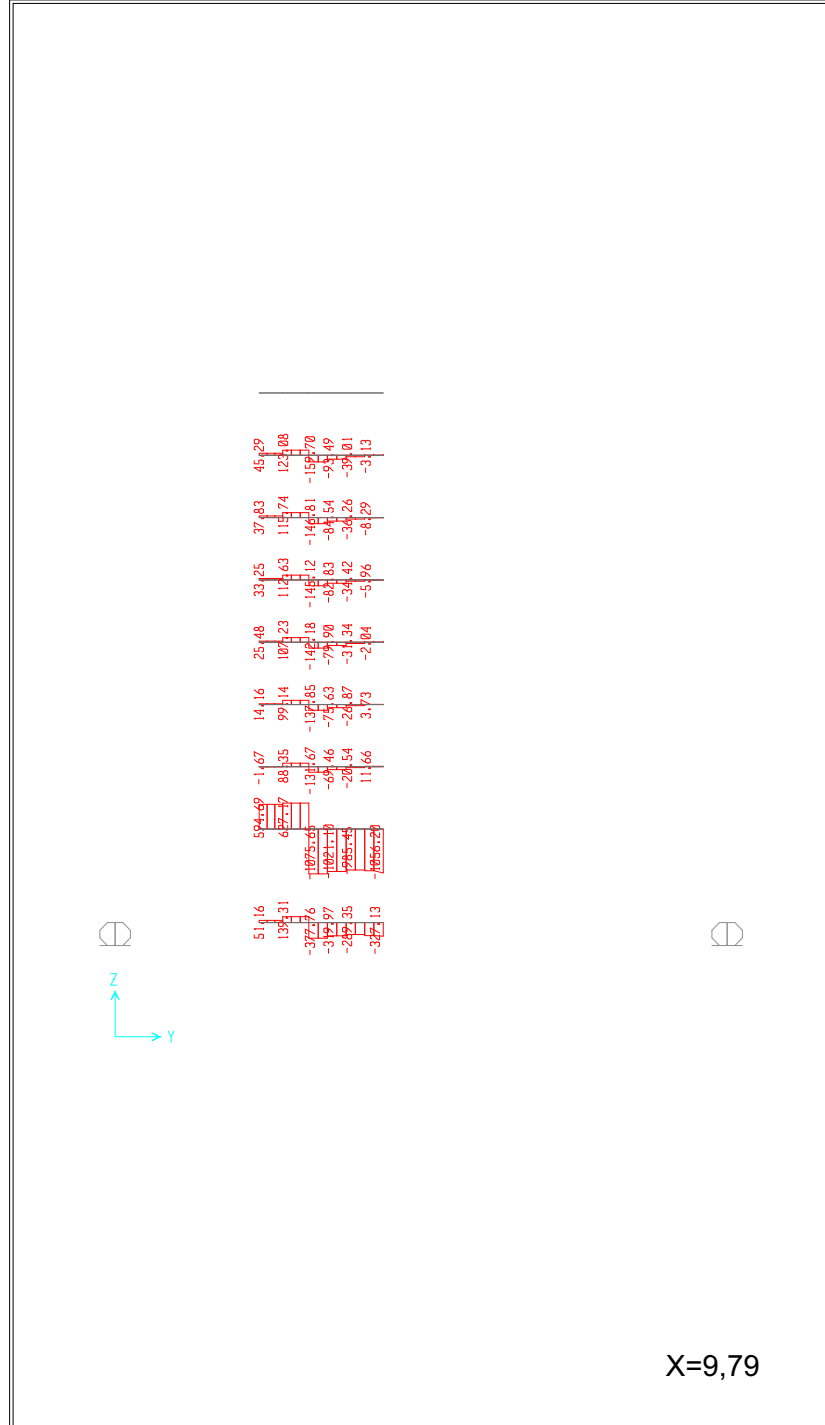


X=0

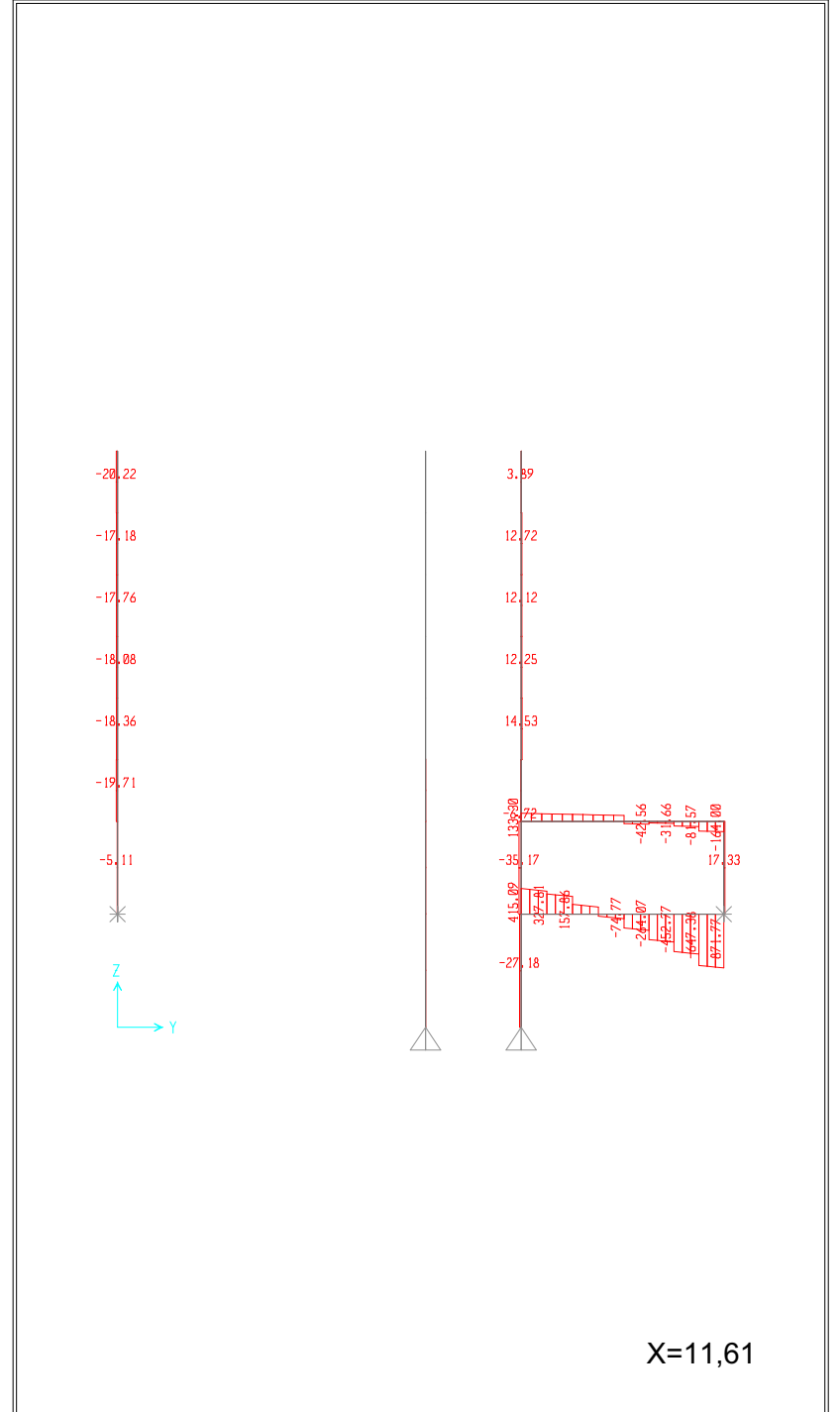


X=3,35

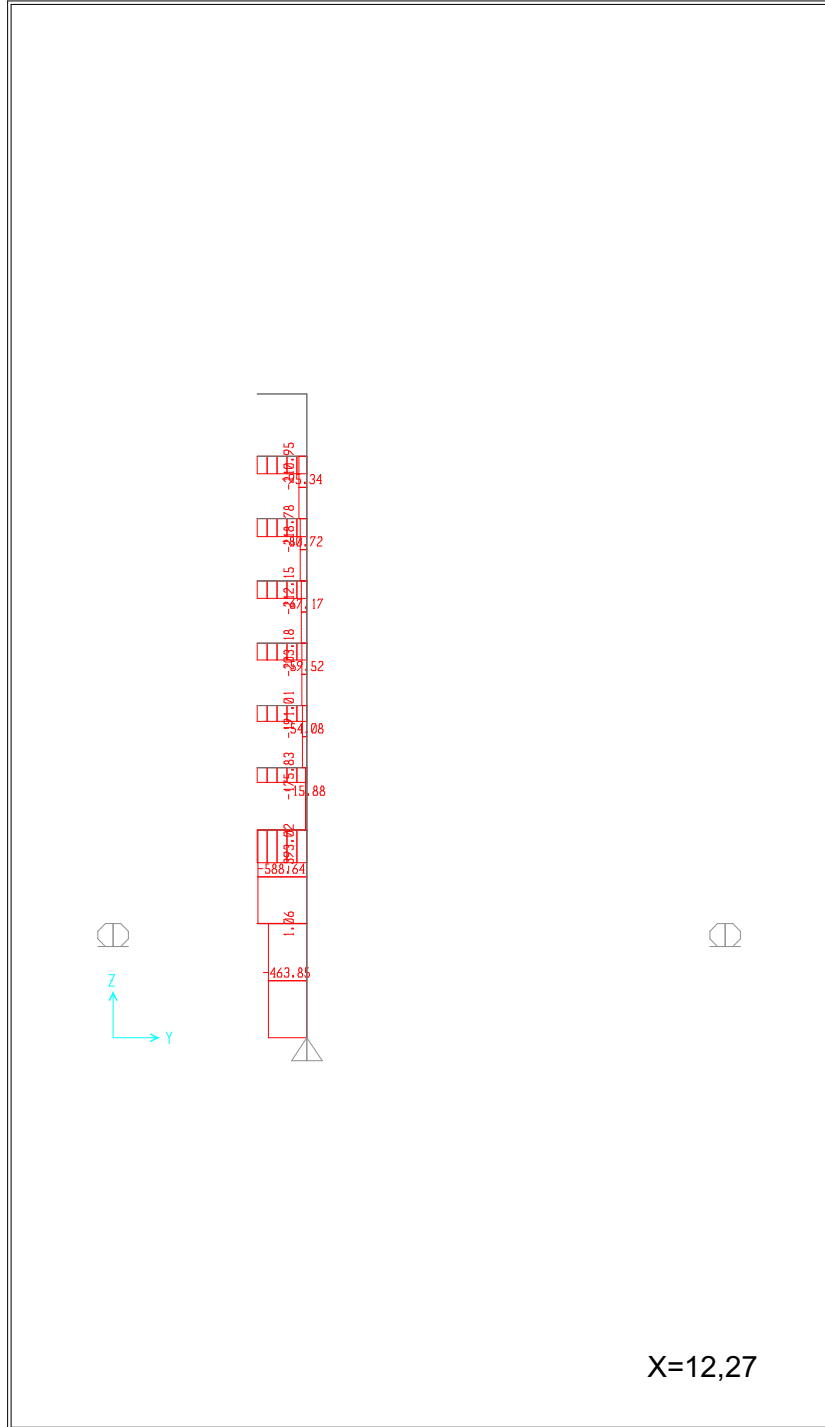




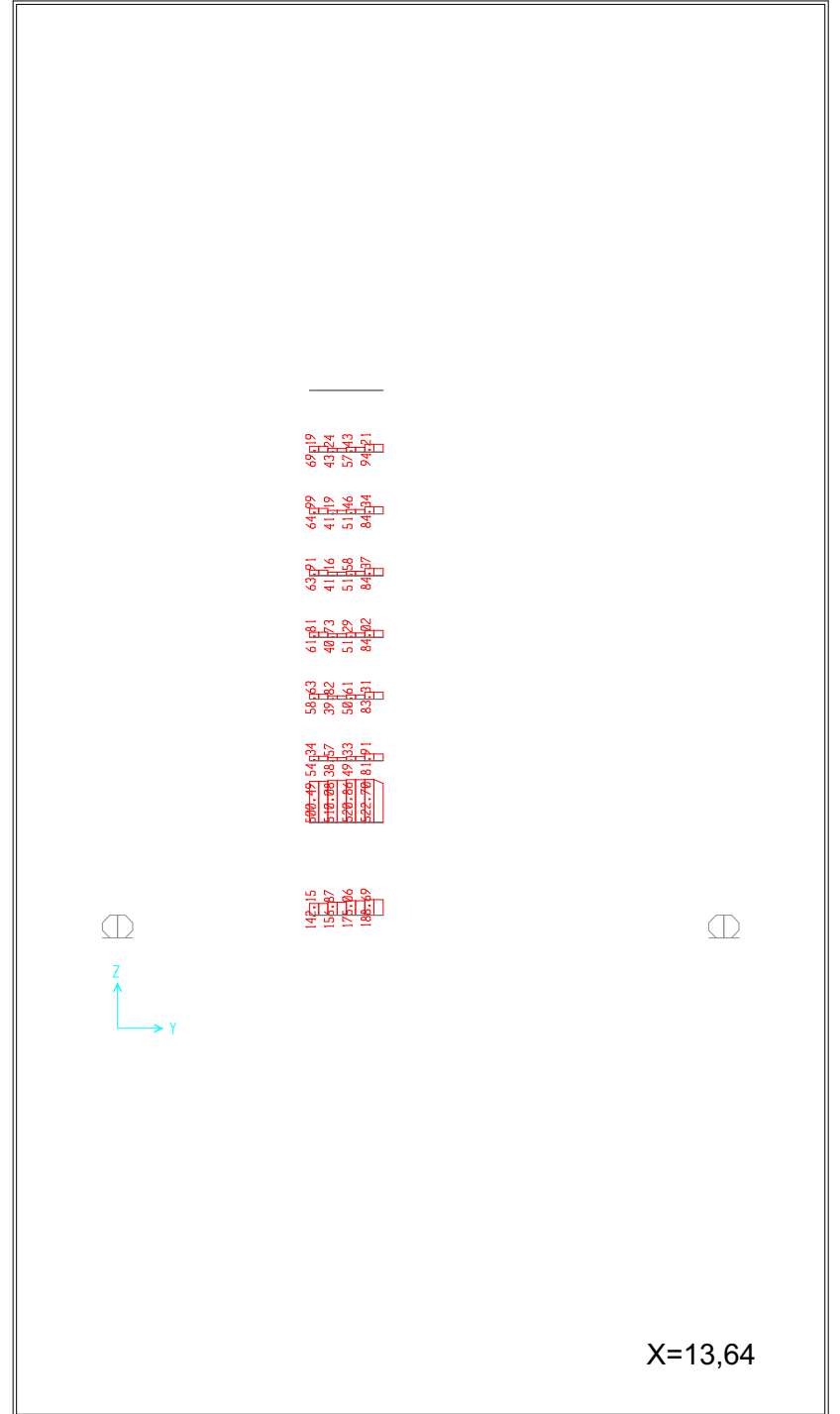
X=9,79



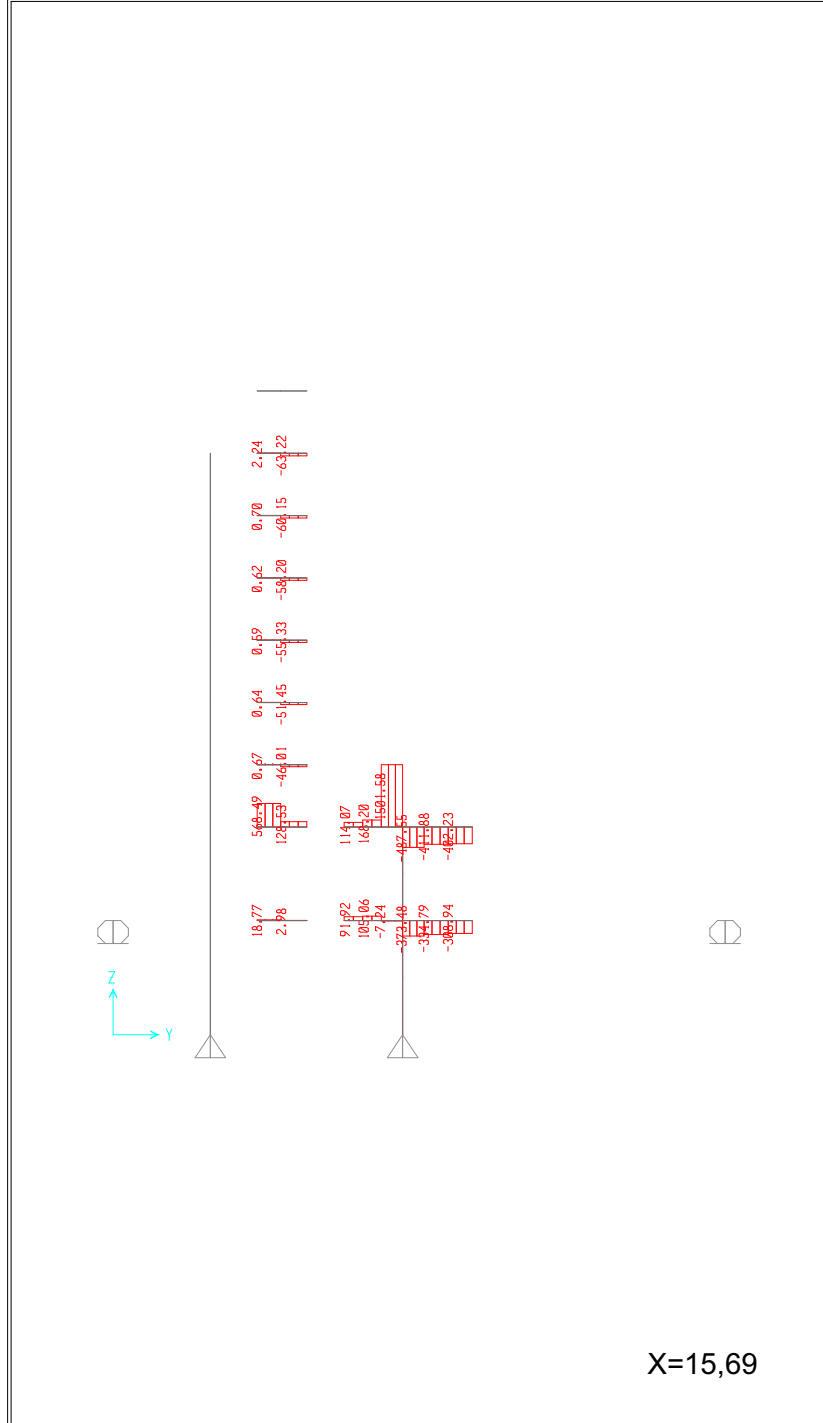
X=11,61



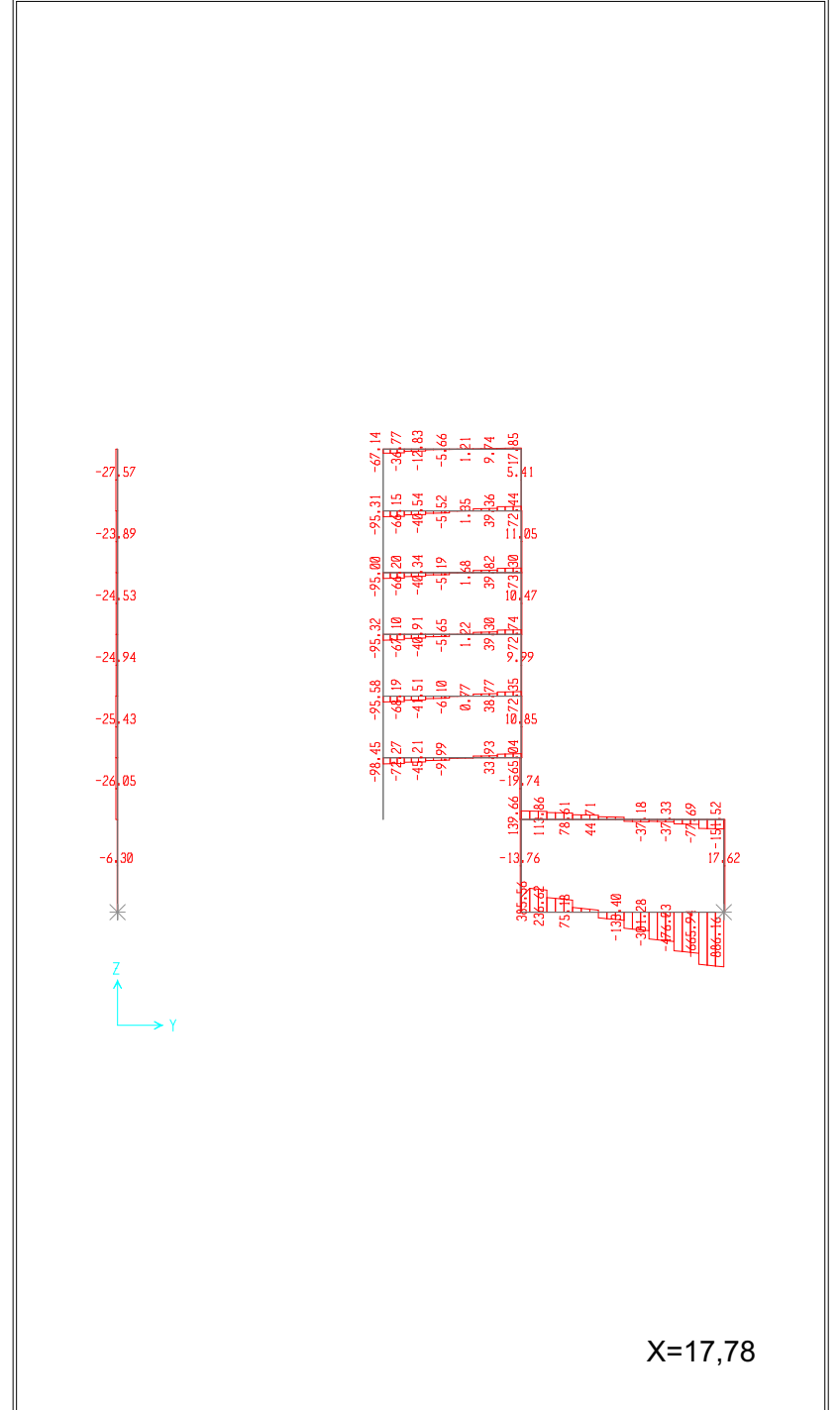
X=12,27



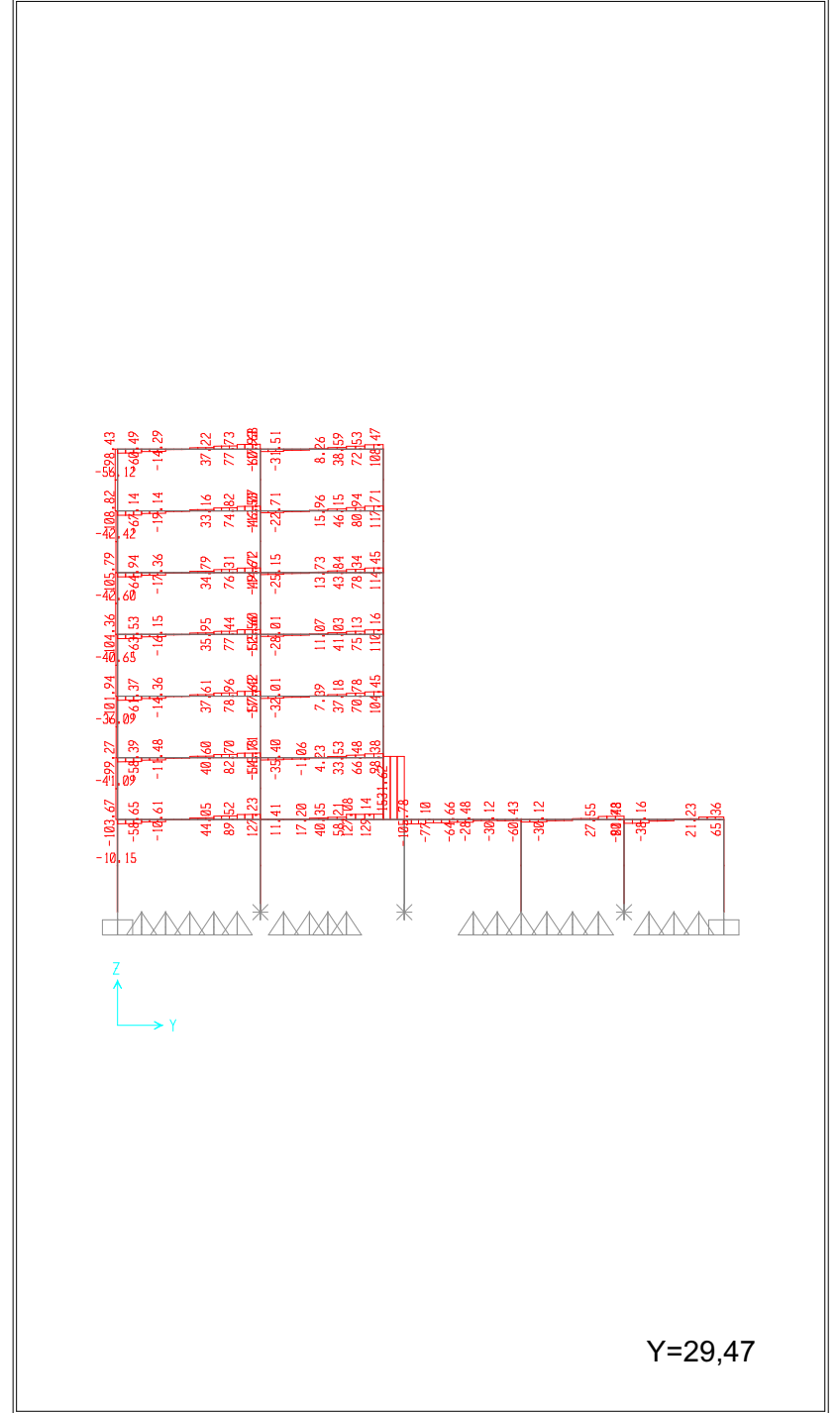
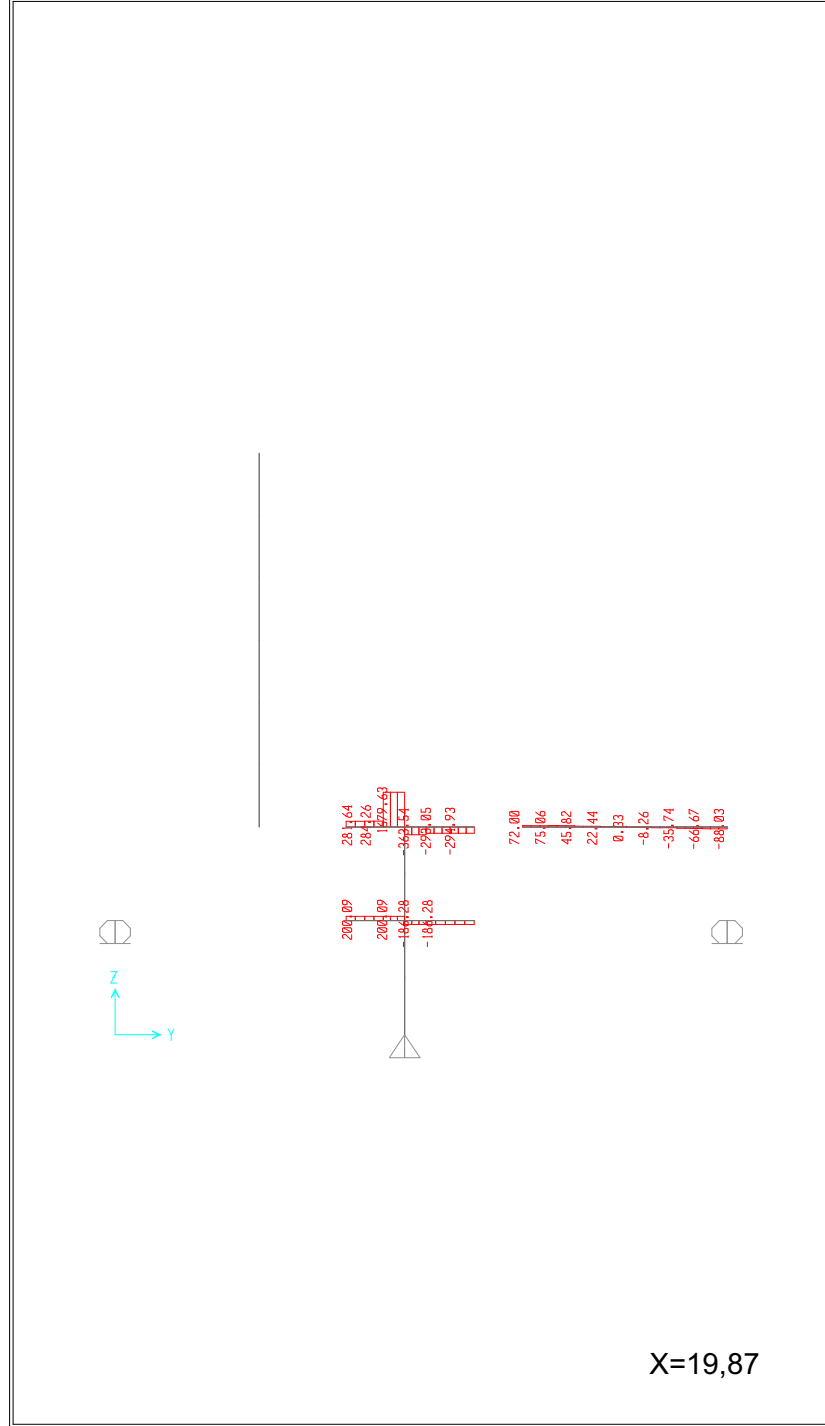
X=13,64

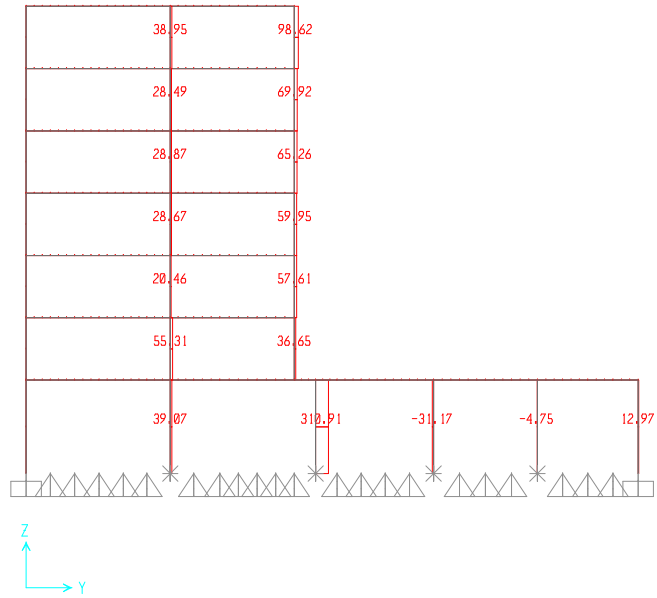


X=15,69

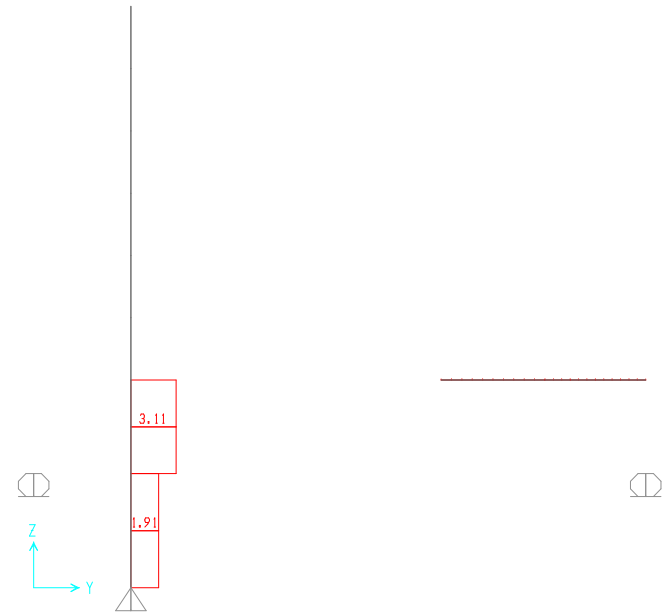


X=17,78

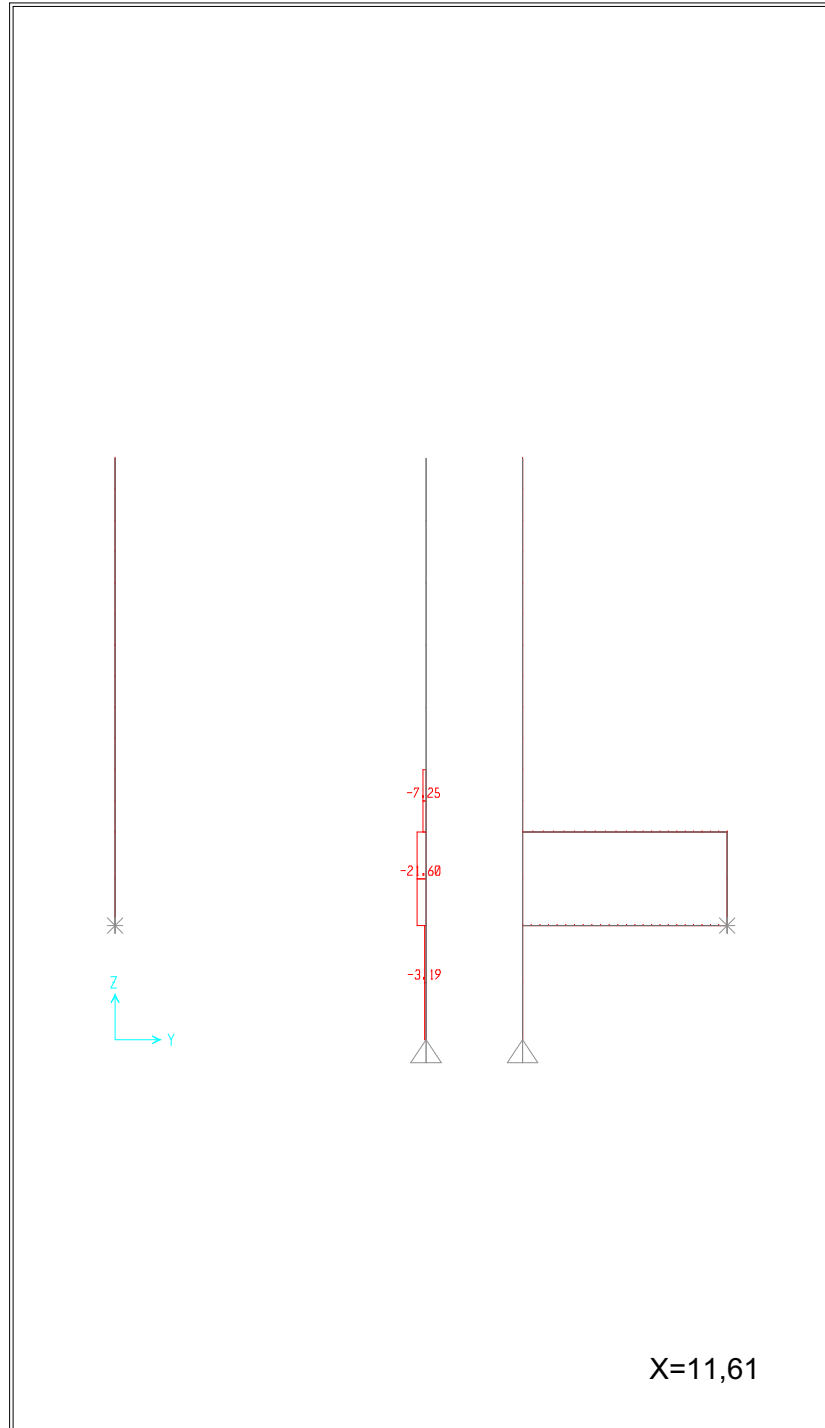




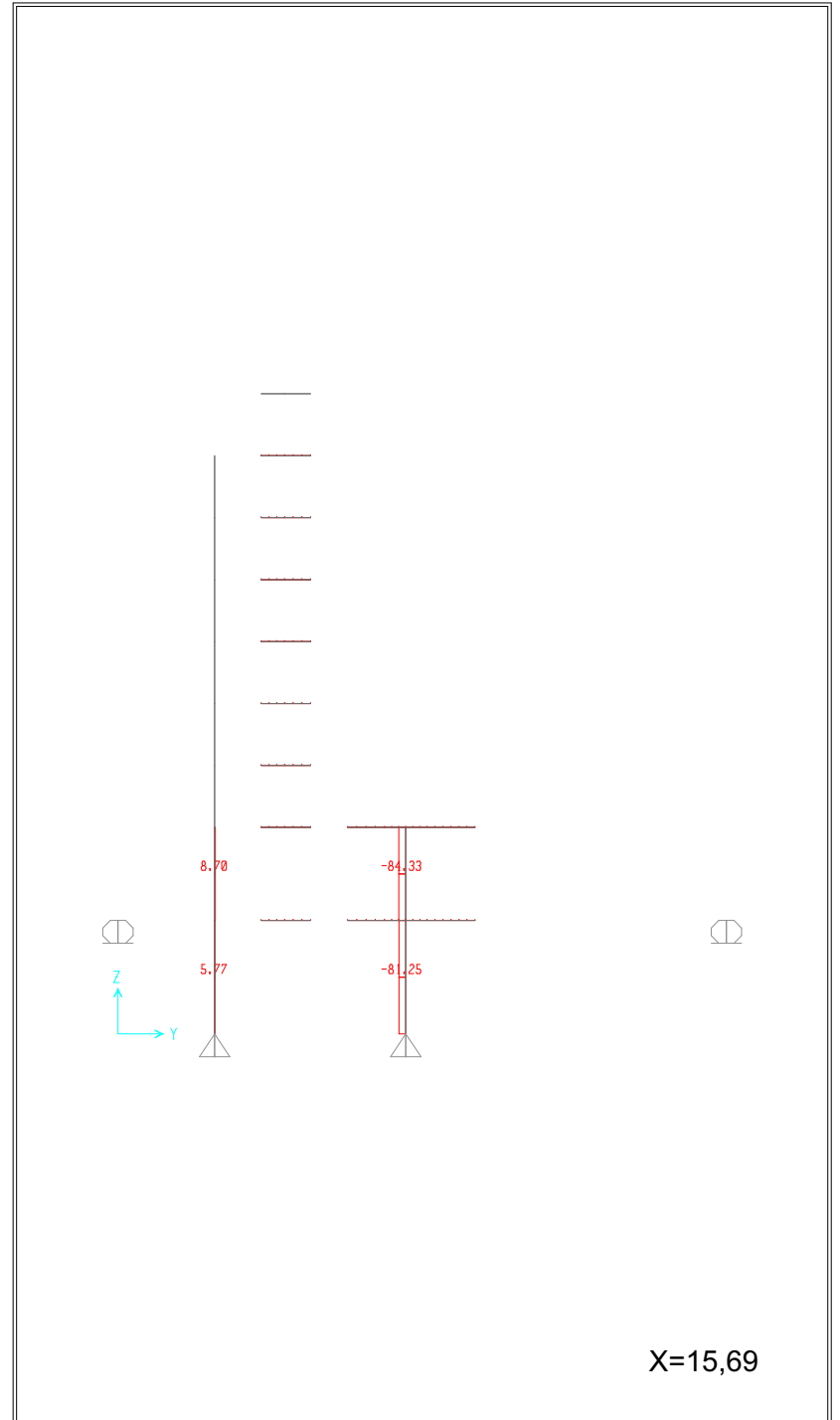
X=0



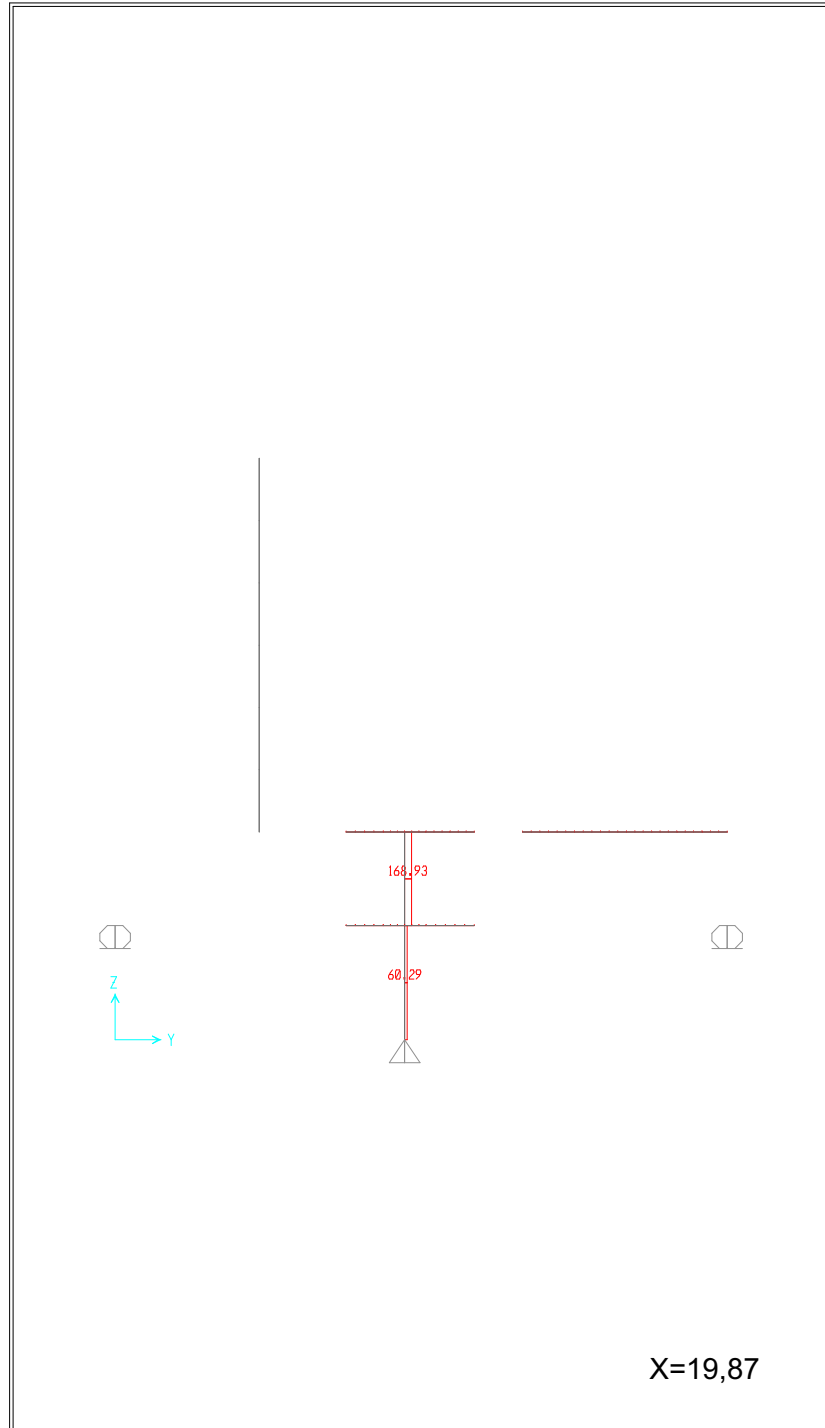
X=8,88



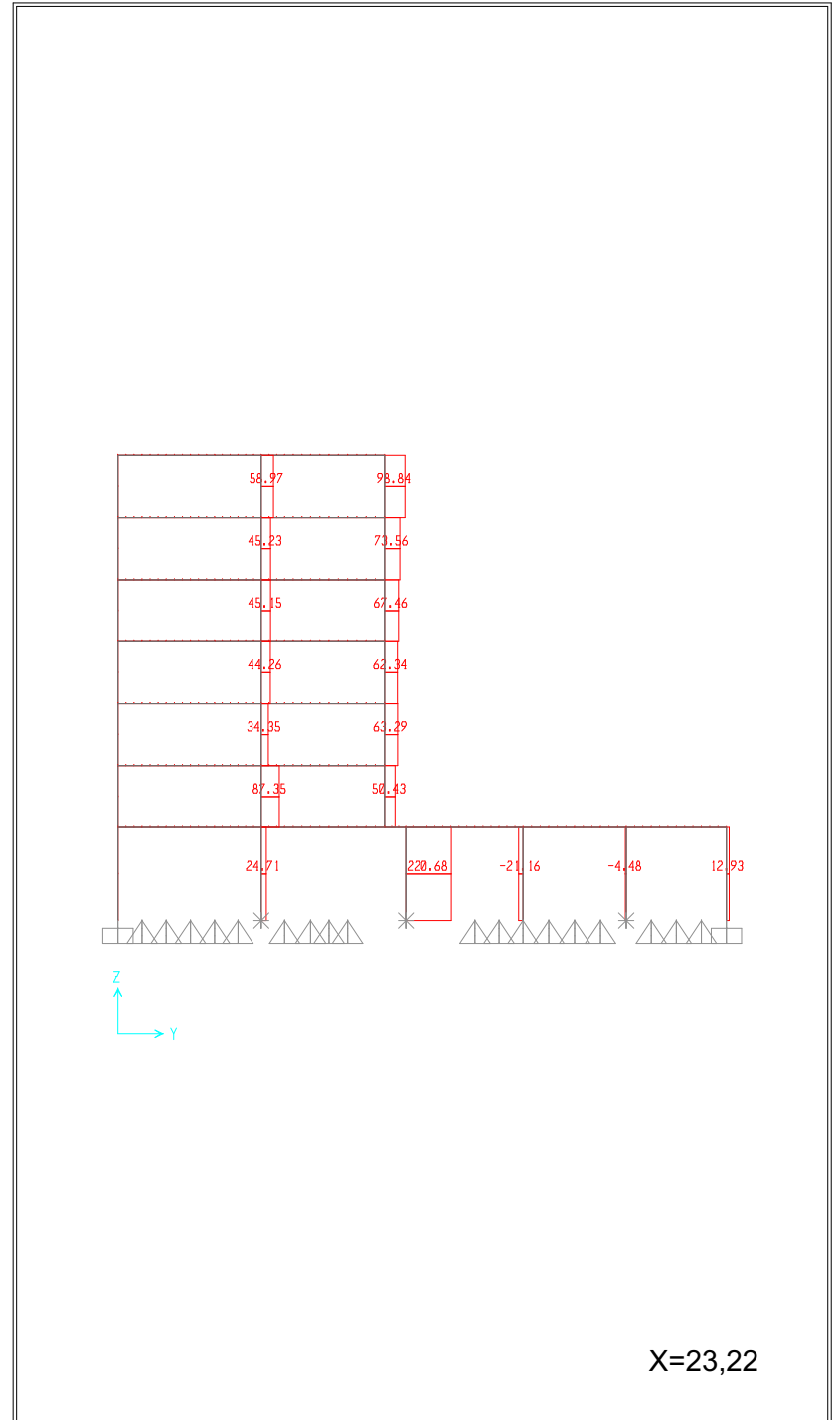
X=11,61



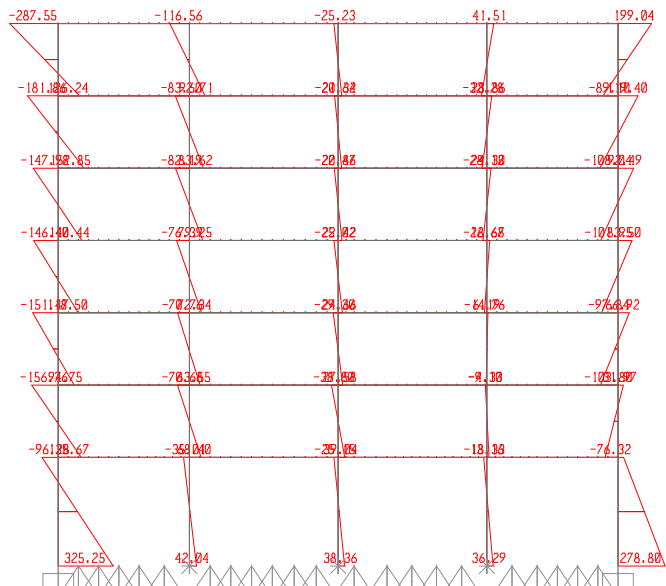
X=15,69



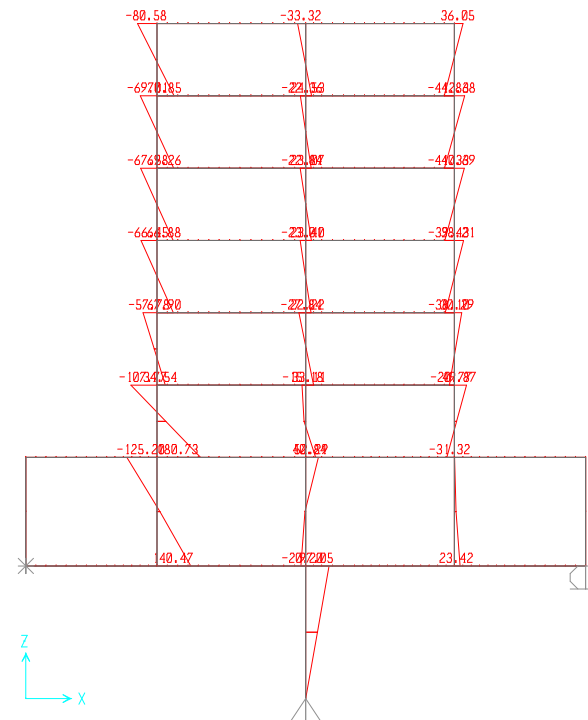
X=19,87



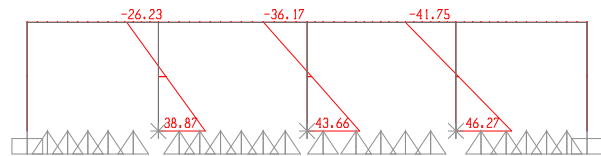
X=23,22



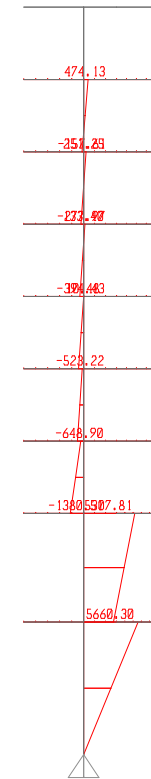
Y=0



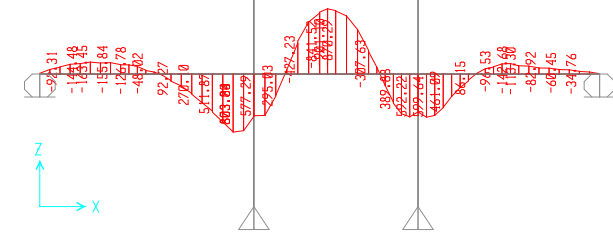
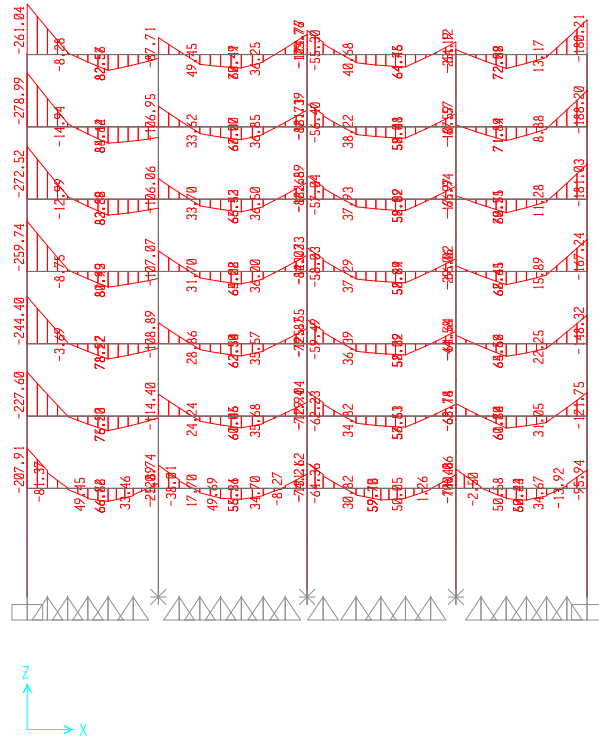
Y=11,12

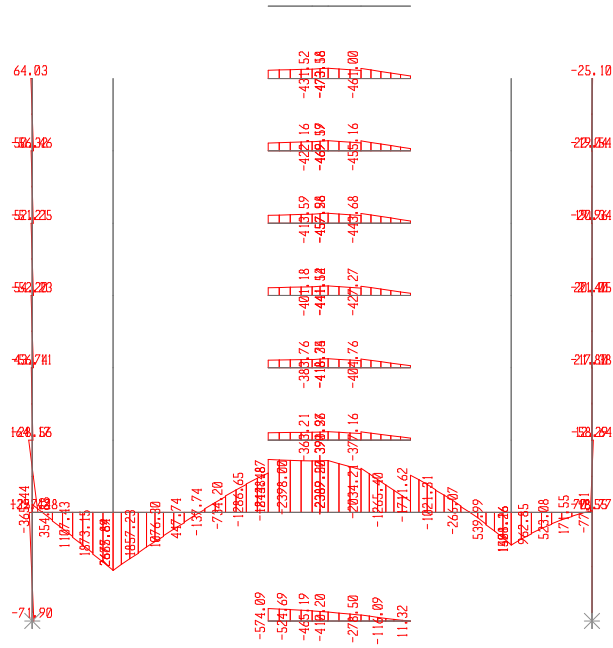


Y=14,97

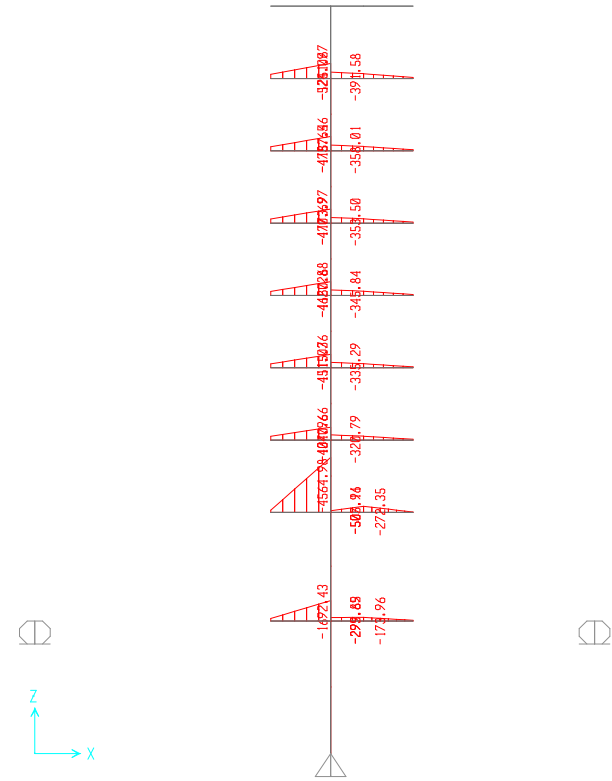


Y=29,47

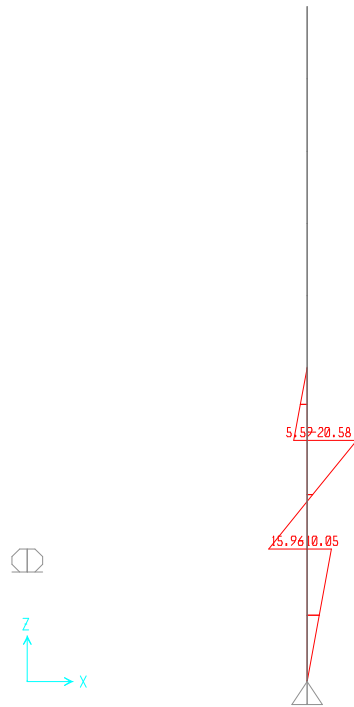




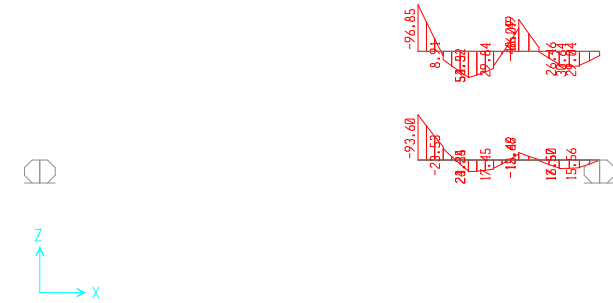
Y=6,94



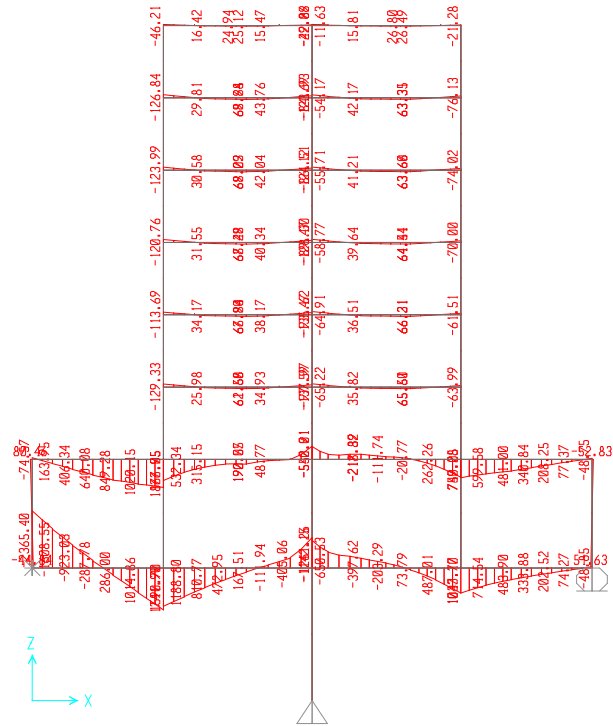
Y=9,33



Y=14,97



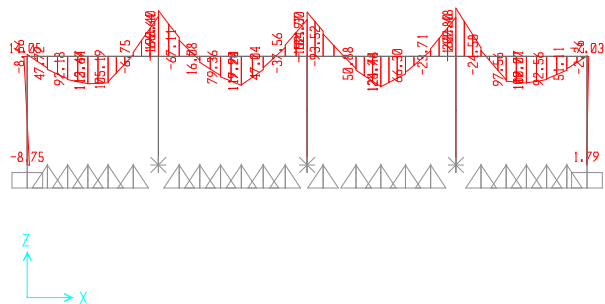
Y=17,295



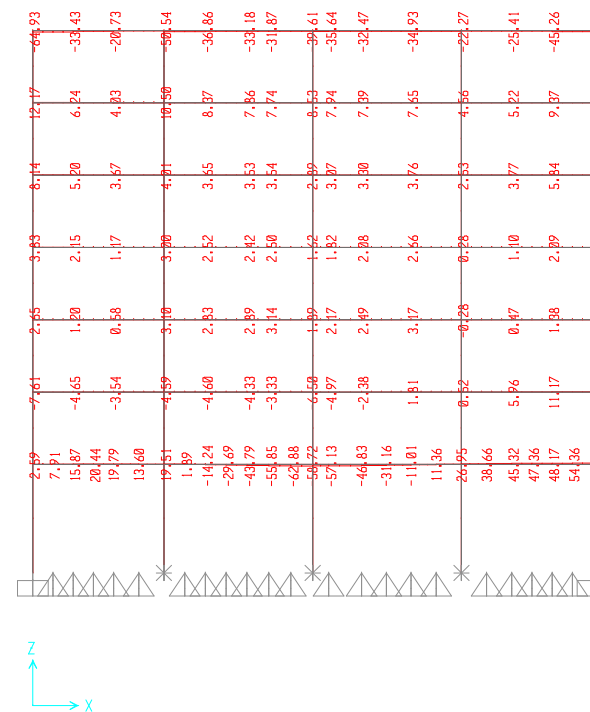
Y=19,62



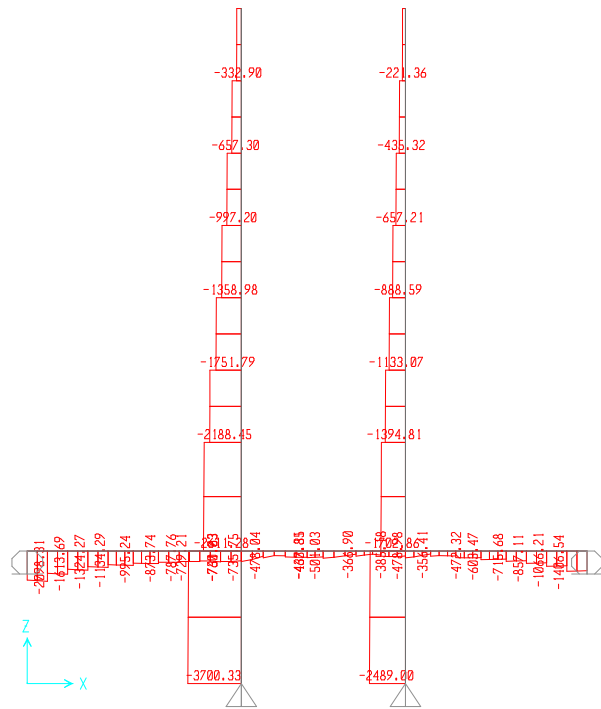
Y=24,62



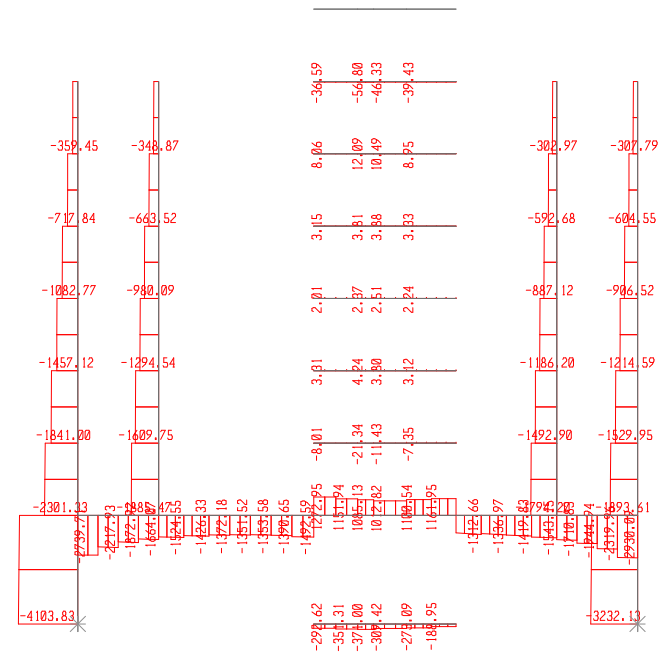
Y=29,47



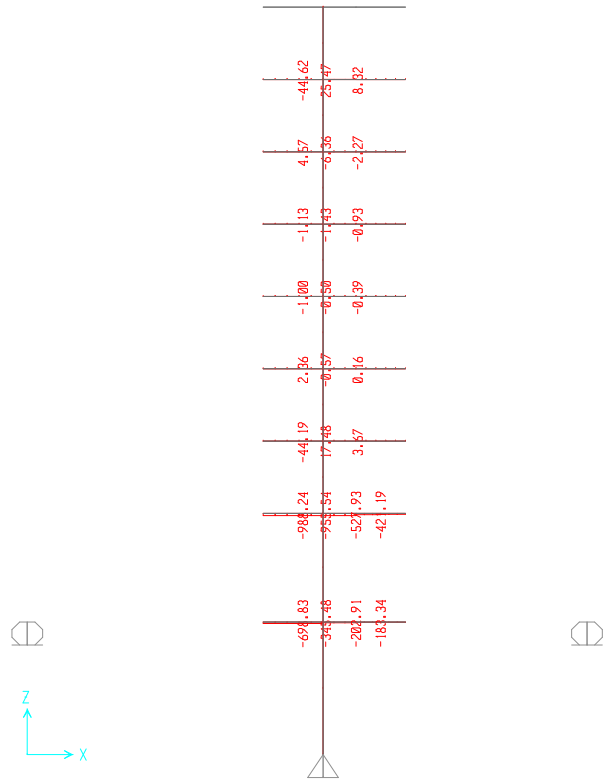
Y=0



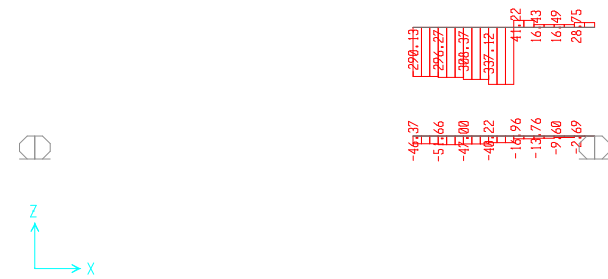
Y=4,68



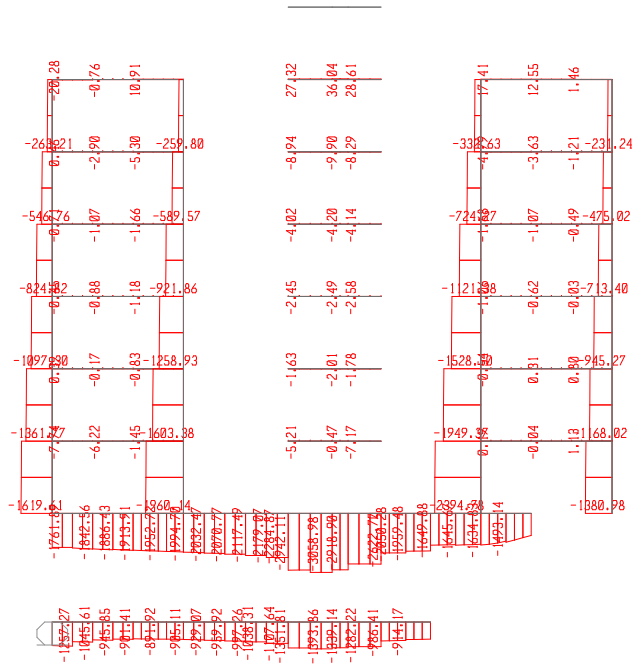
Y=6,94



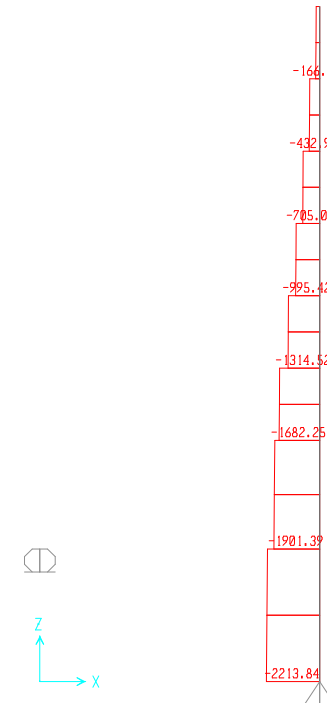
Y=9,33



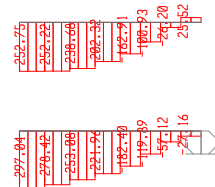
Y=11,12



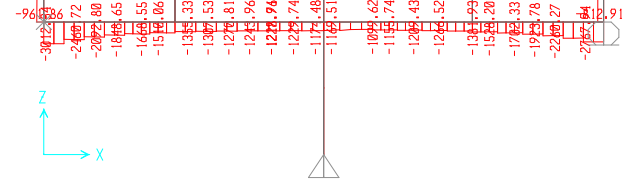
Y=12,91



Y=14,97



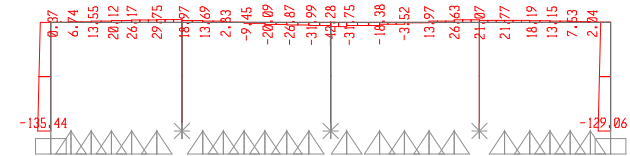
Y=17,295



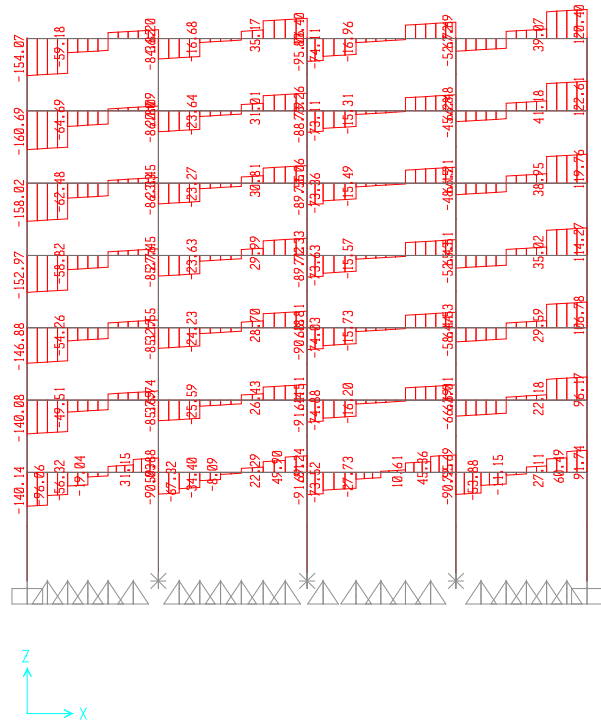
Y=19,62



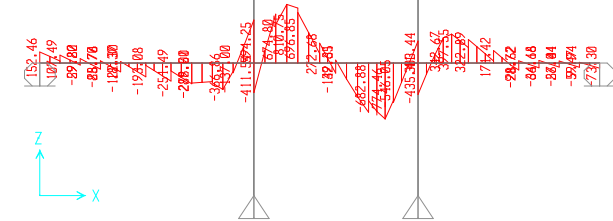
Y=24,62



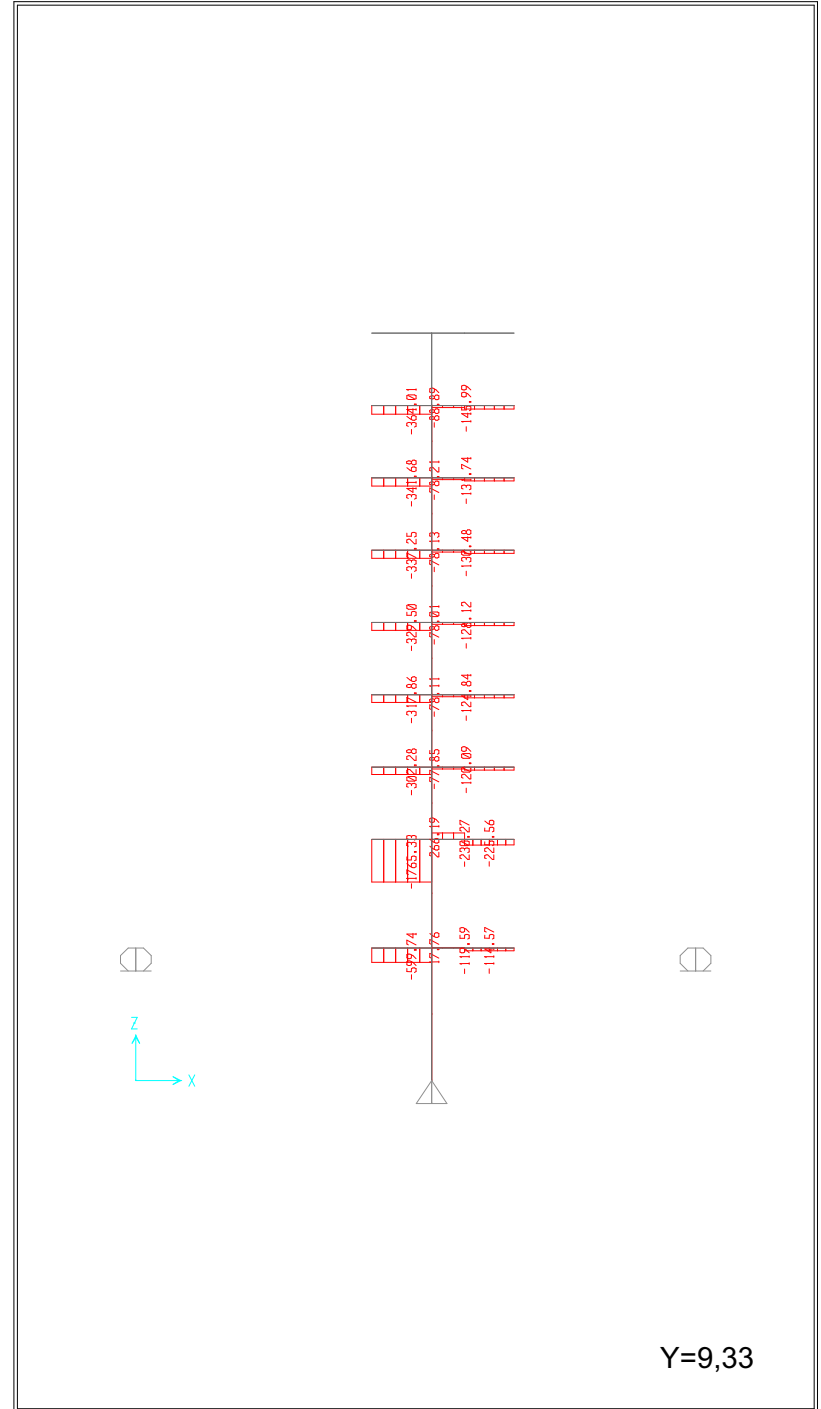
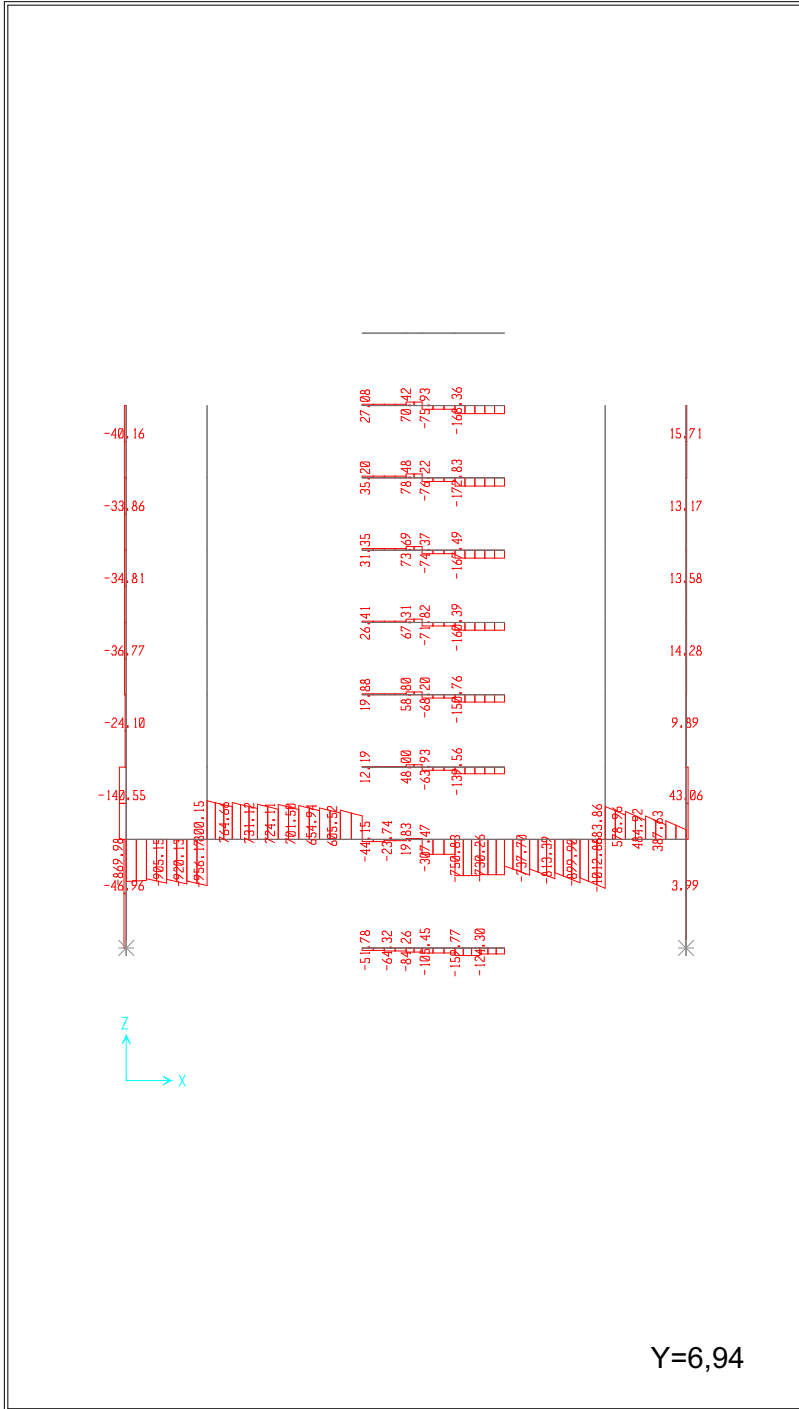
Y=29,47

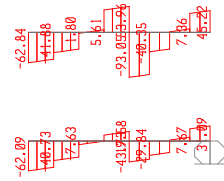


Y=0

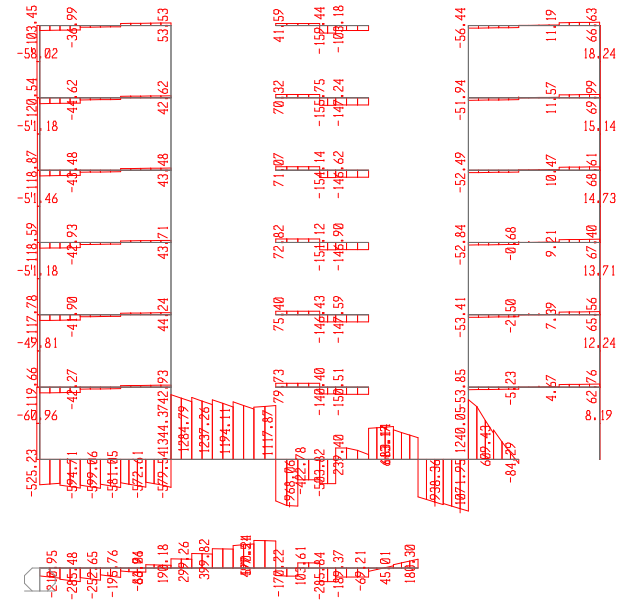


Y=4,68

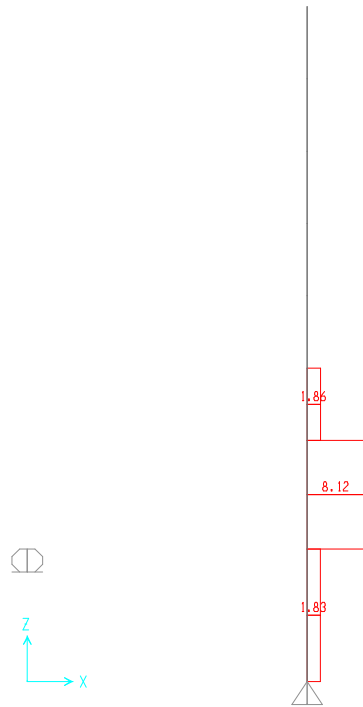




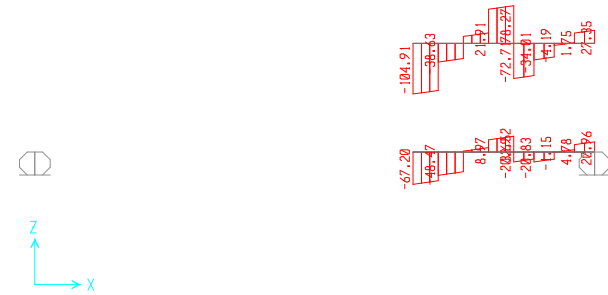
Y=11,12



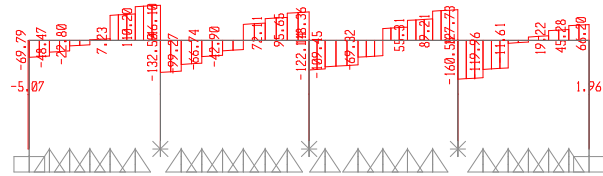
Y=12,91



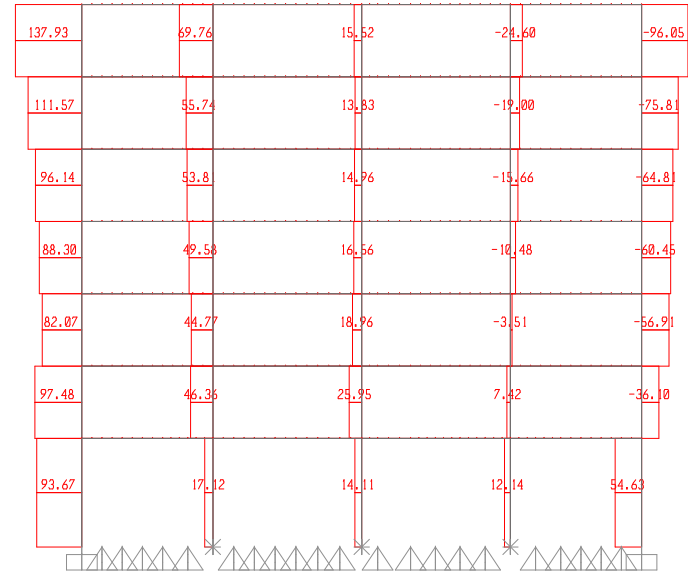
Y=14,97



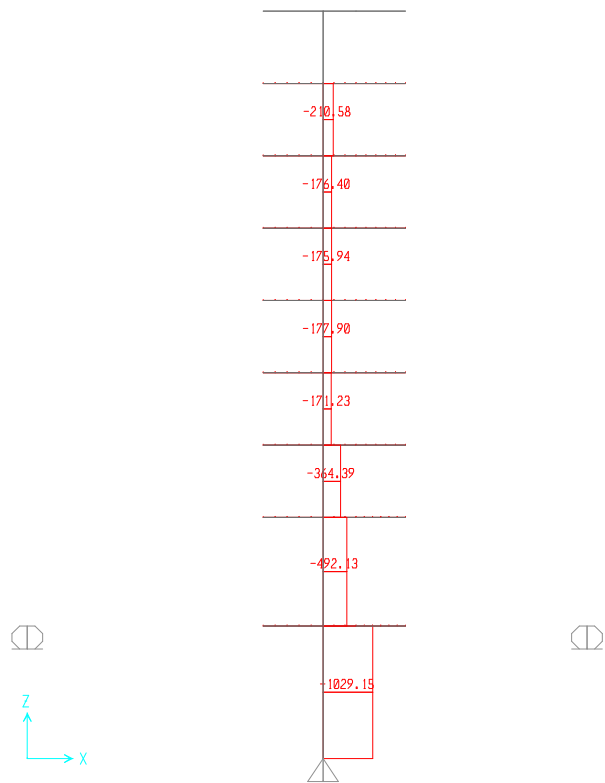
Y=17,295



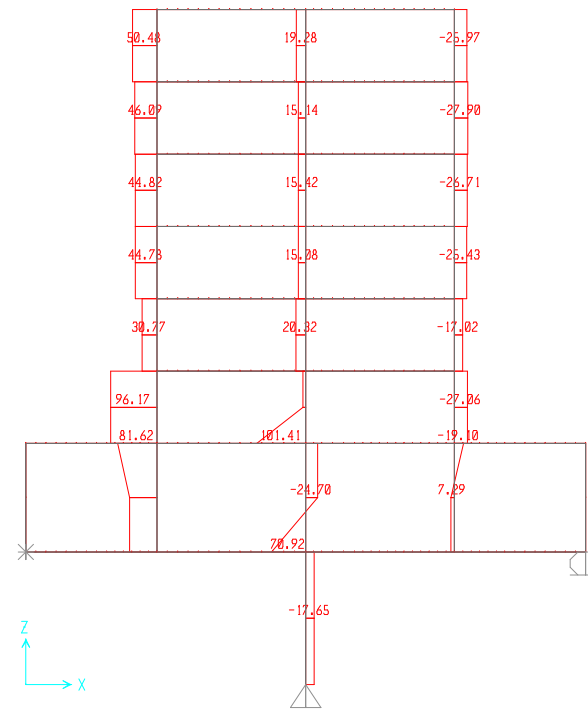
Y=29,47



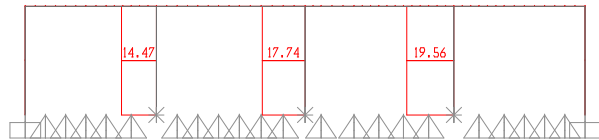
Y=0



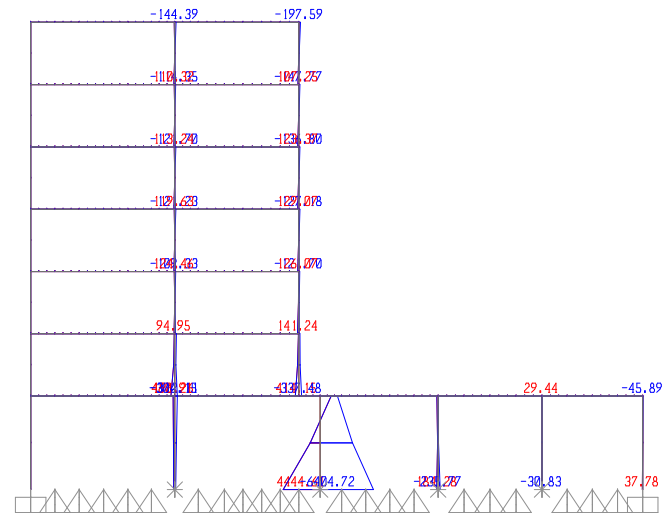
Y=9,33



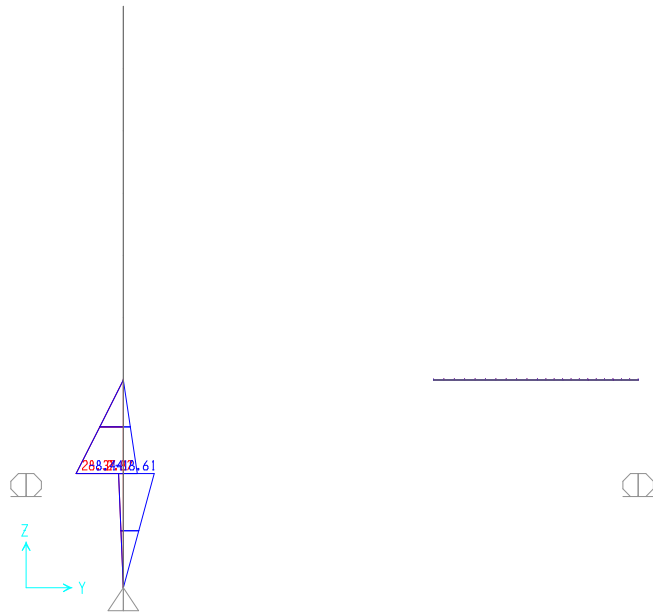
Y=19,62



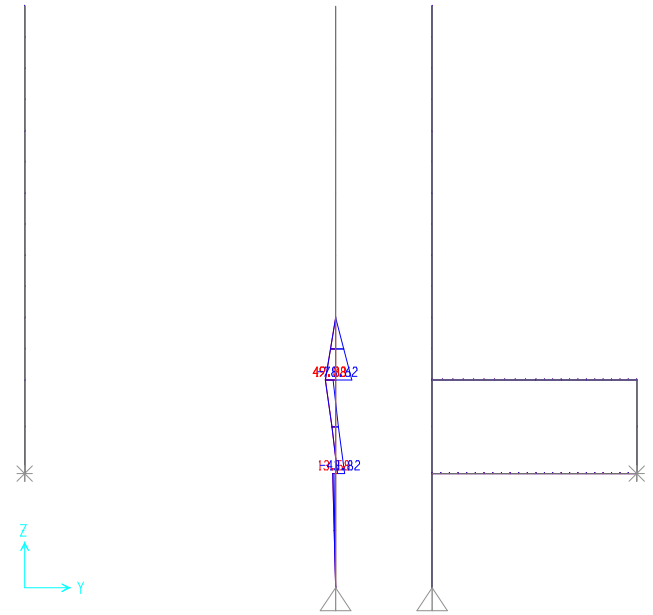
Y=29,47



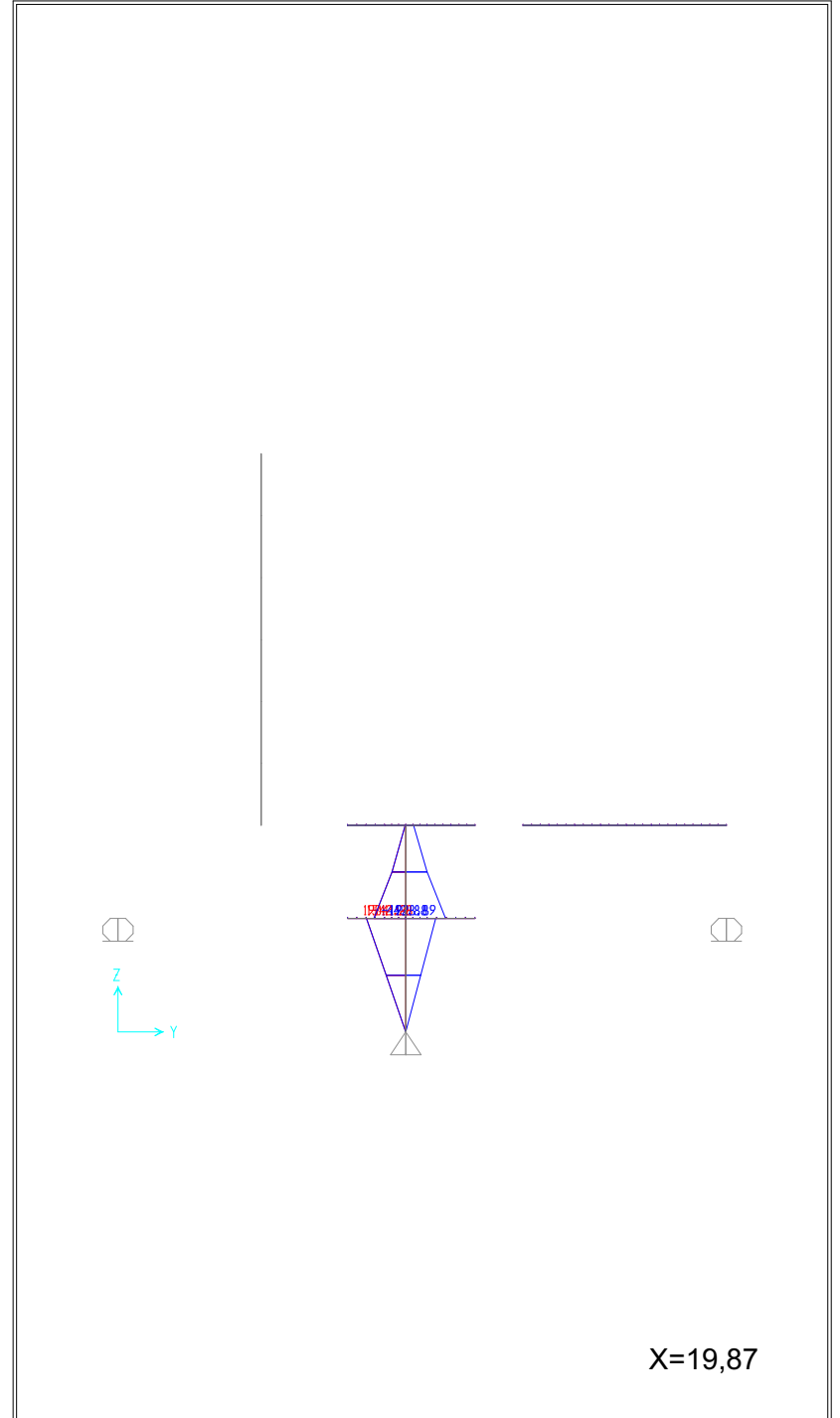
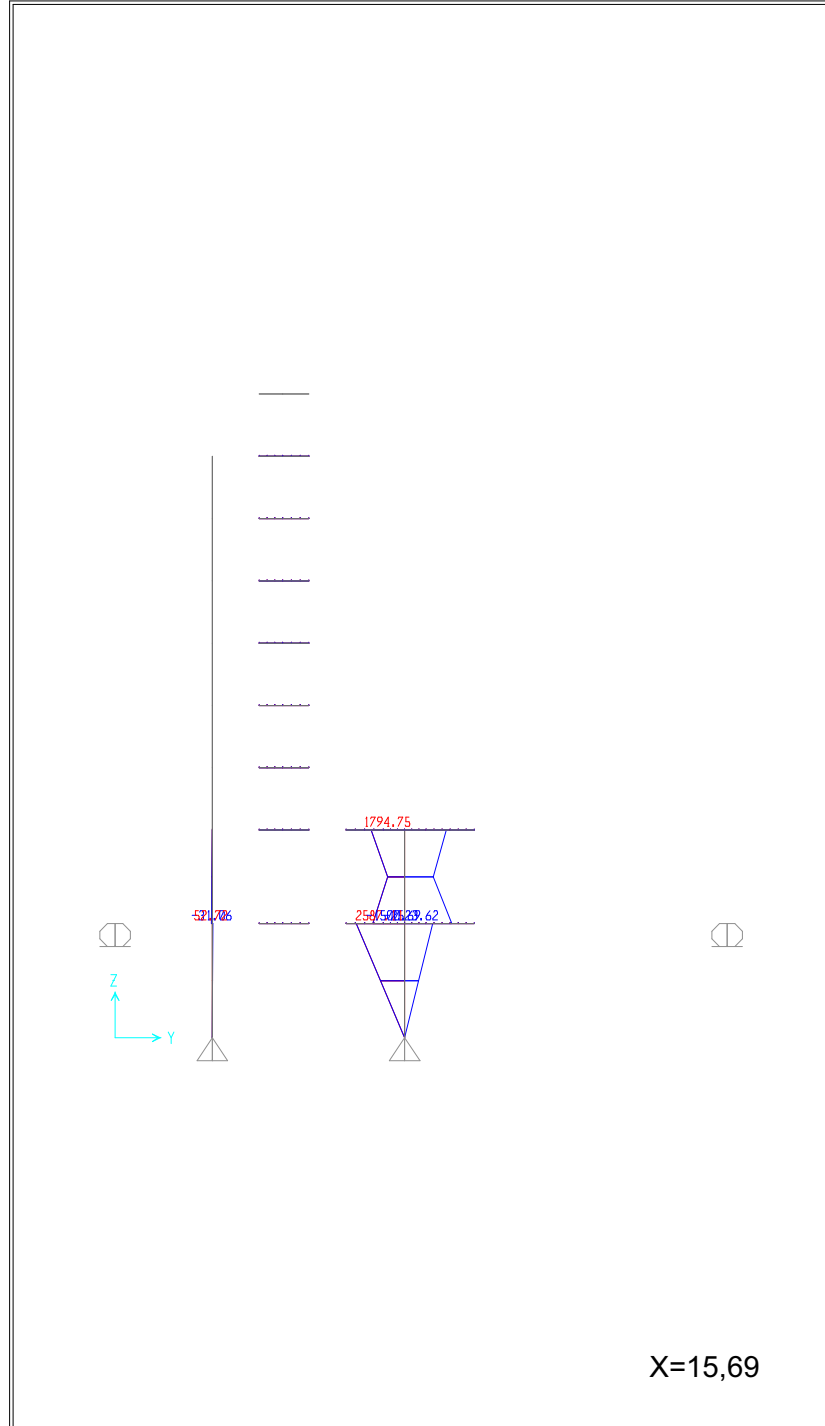
X=0

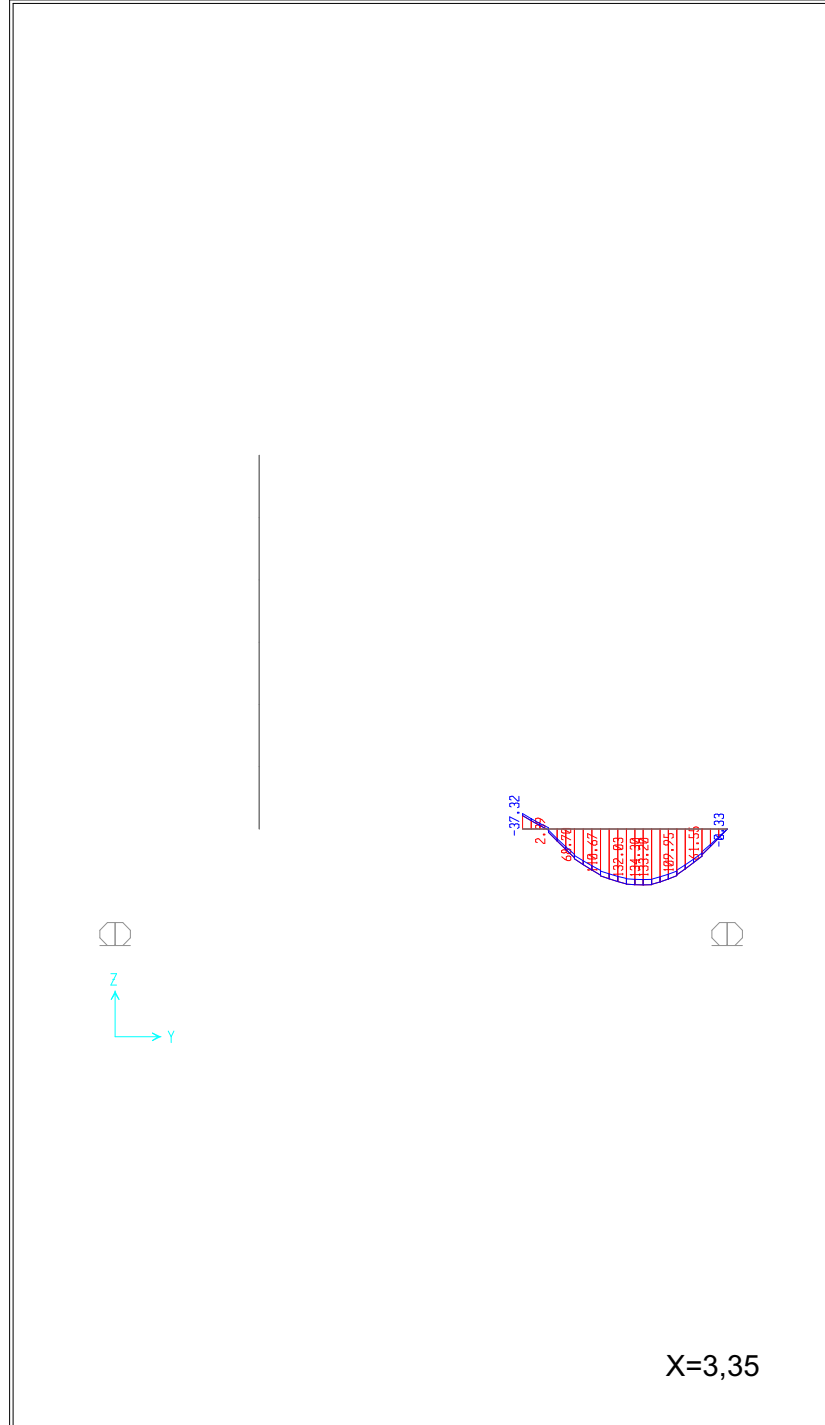


X=8,88

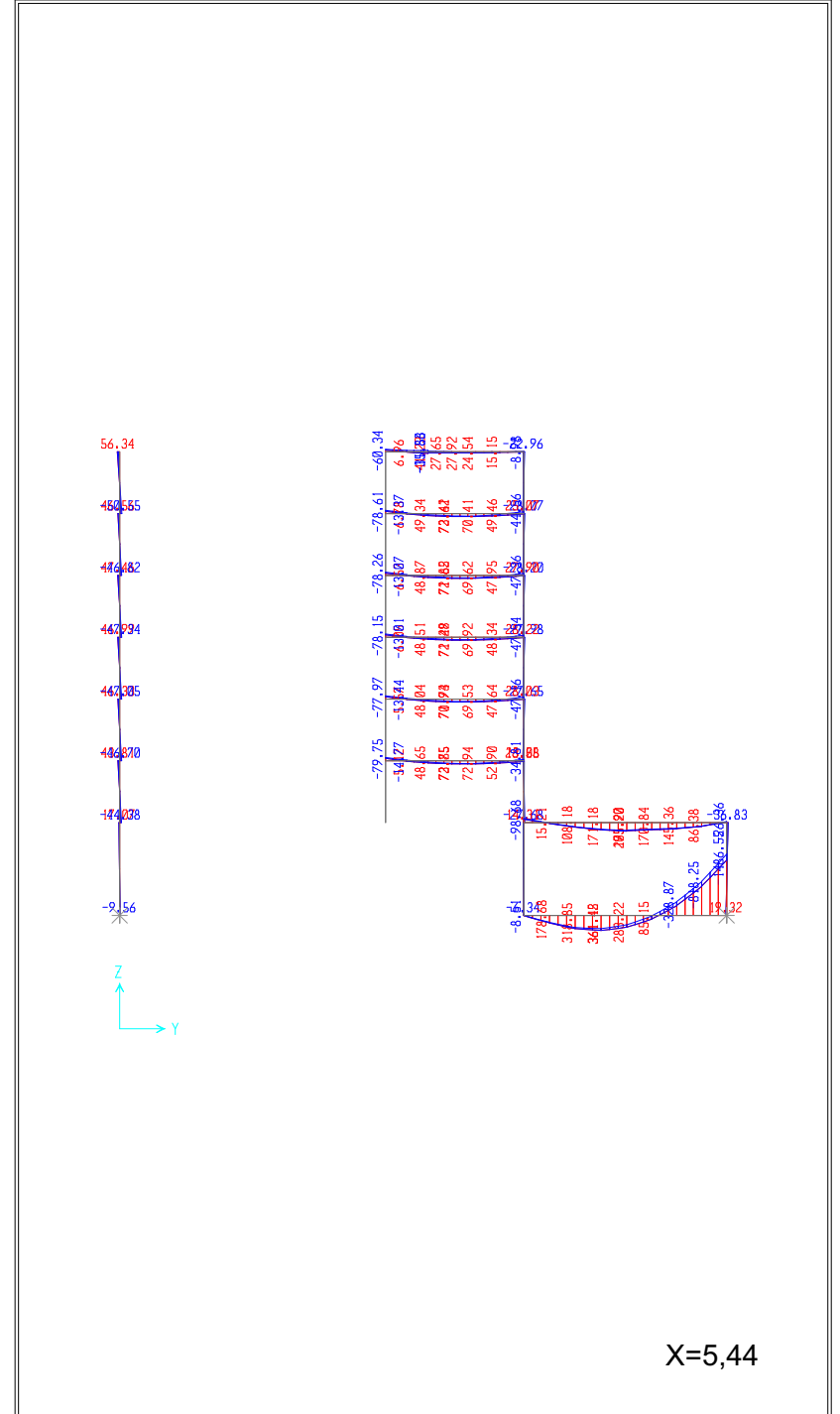


X=11,61

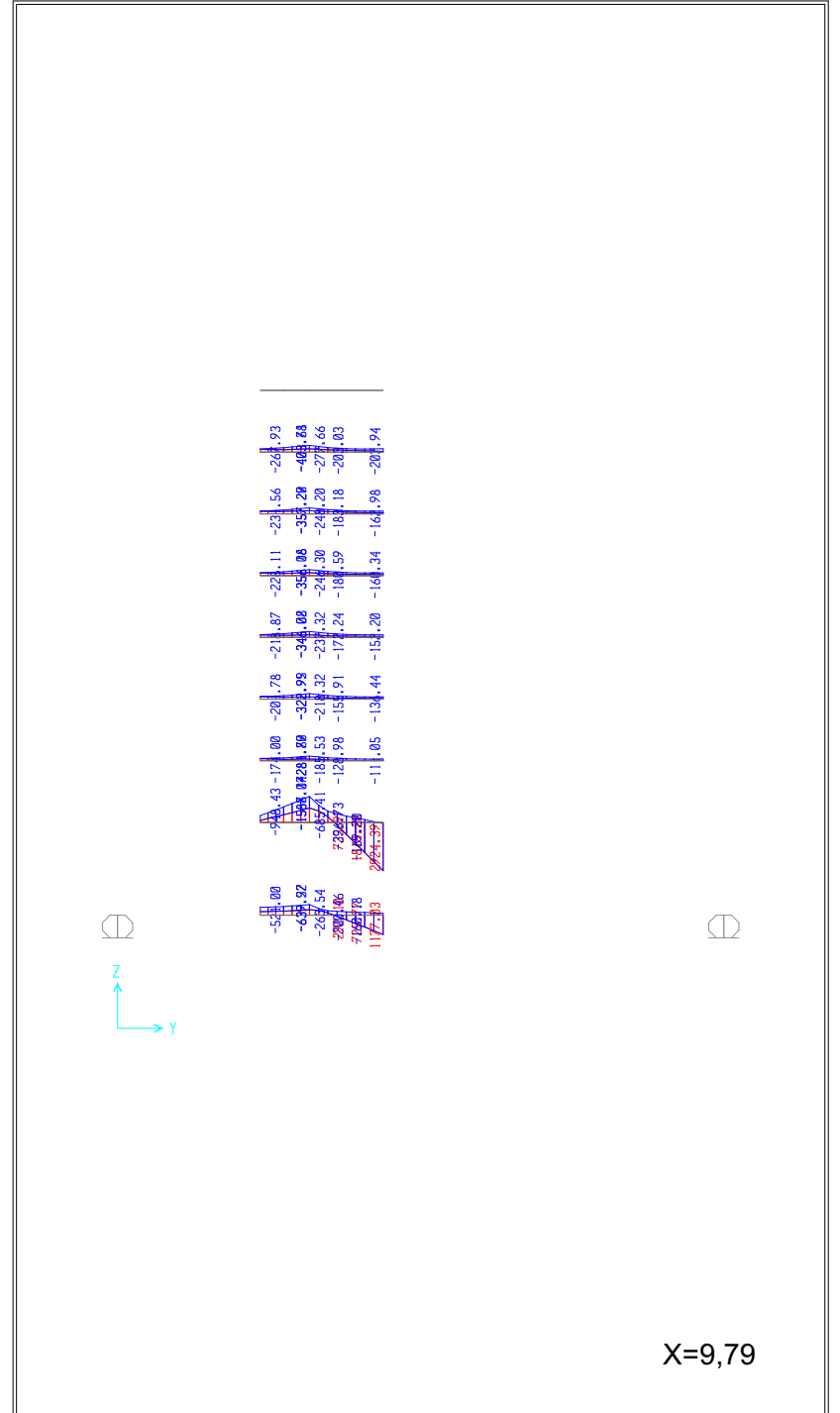
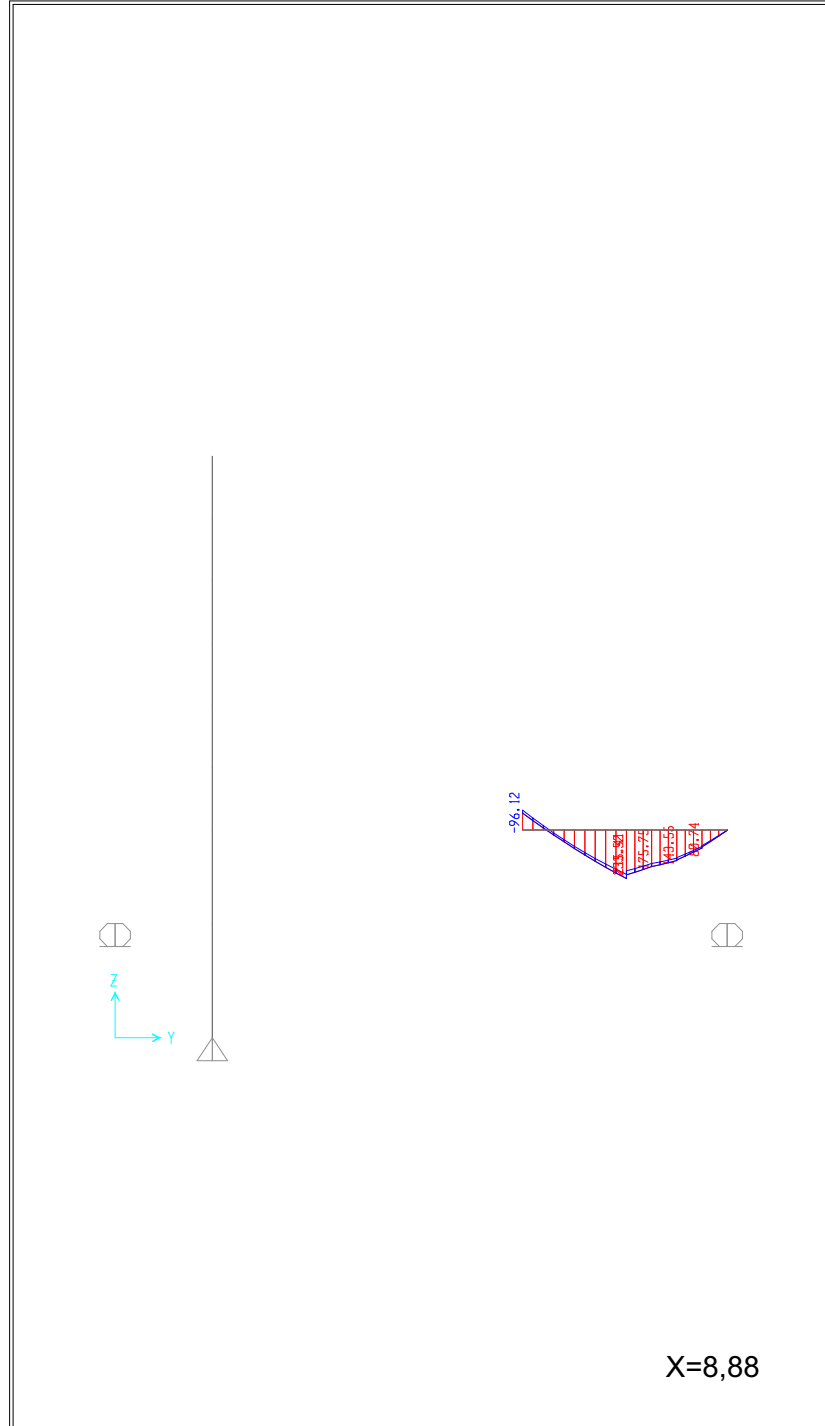


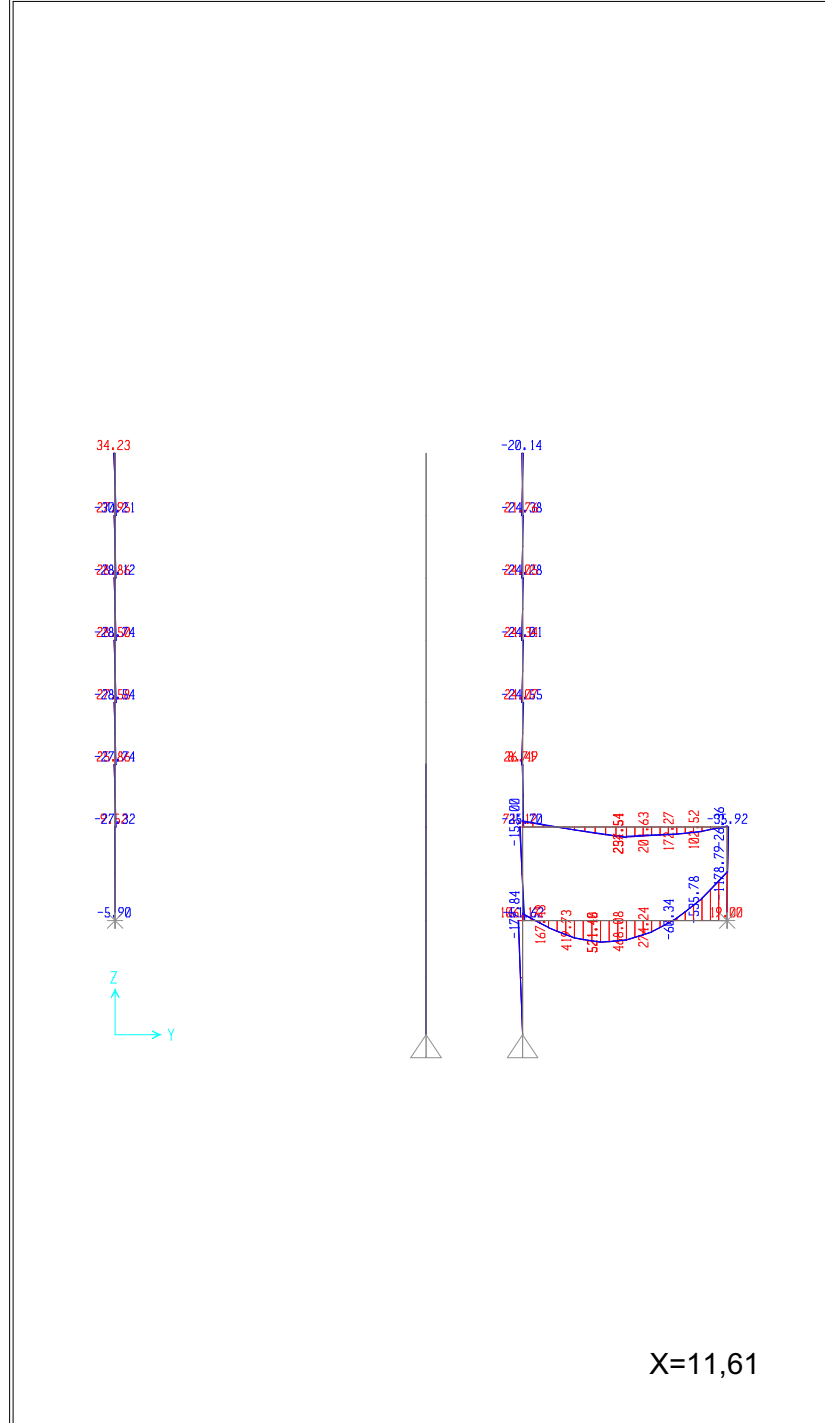


X=3,35

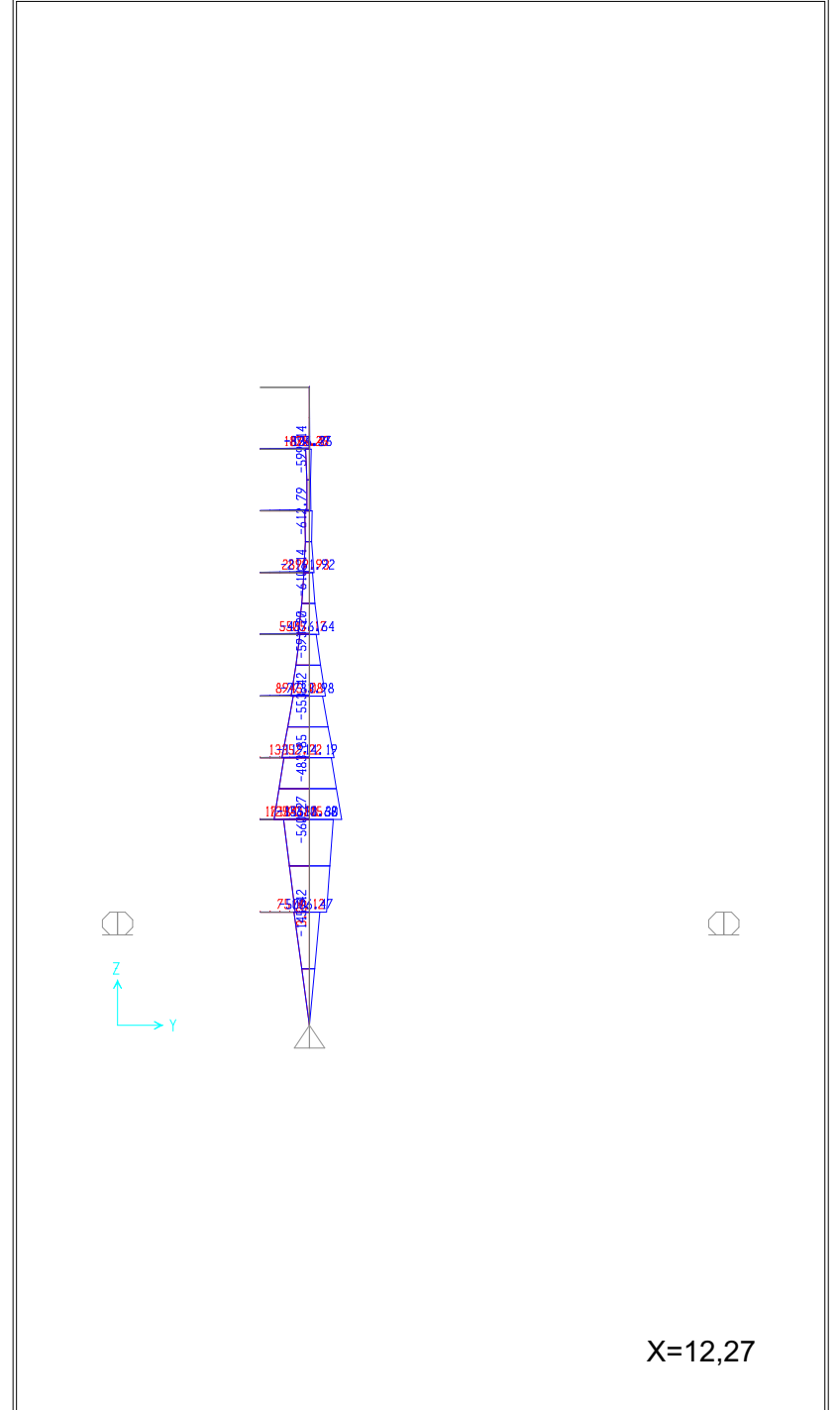


X=5,44

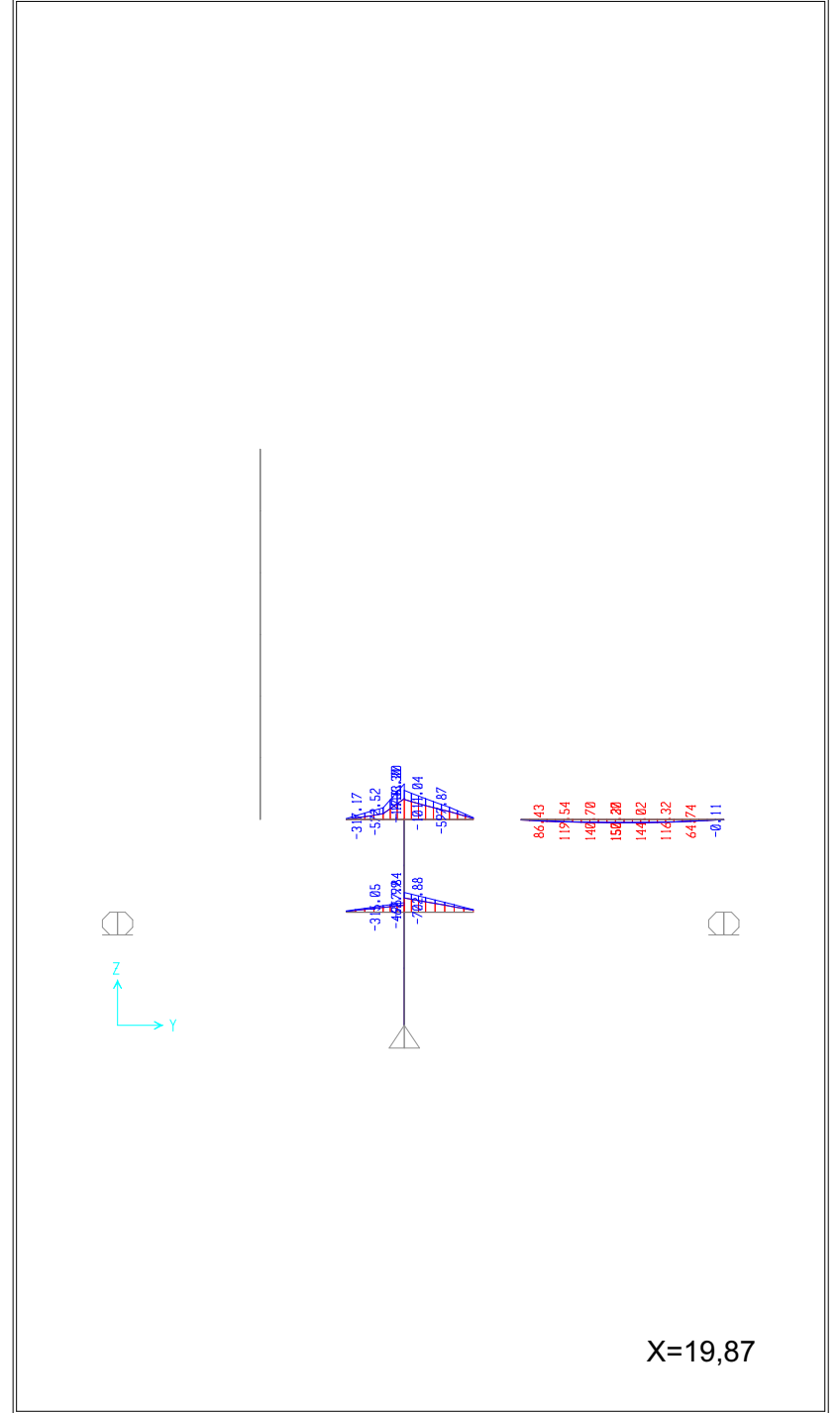
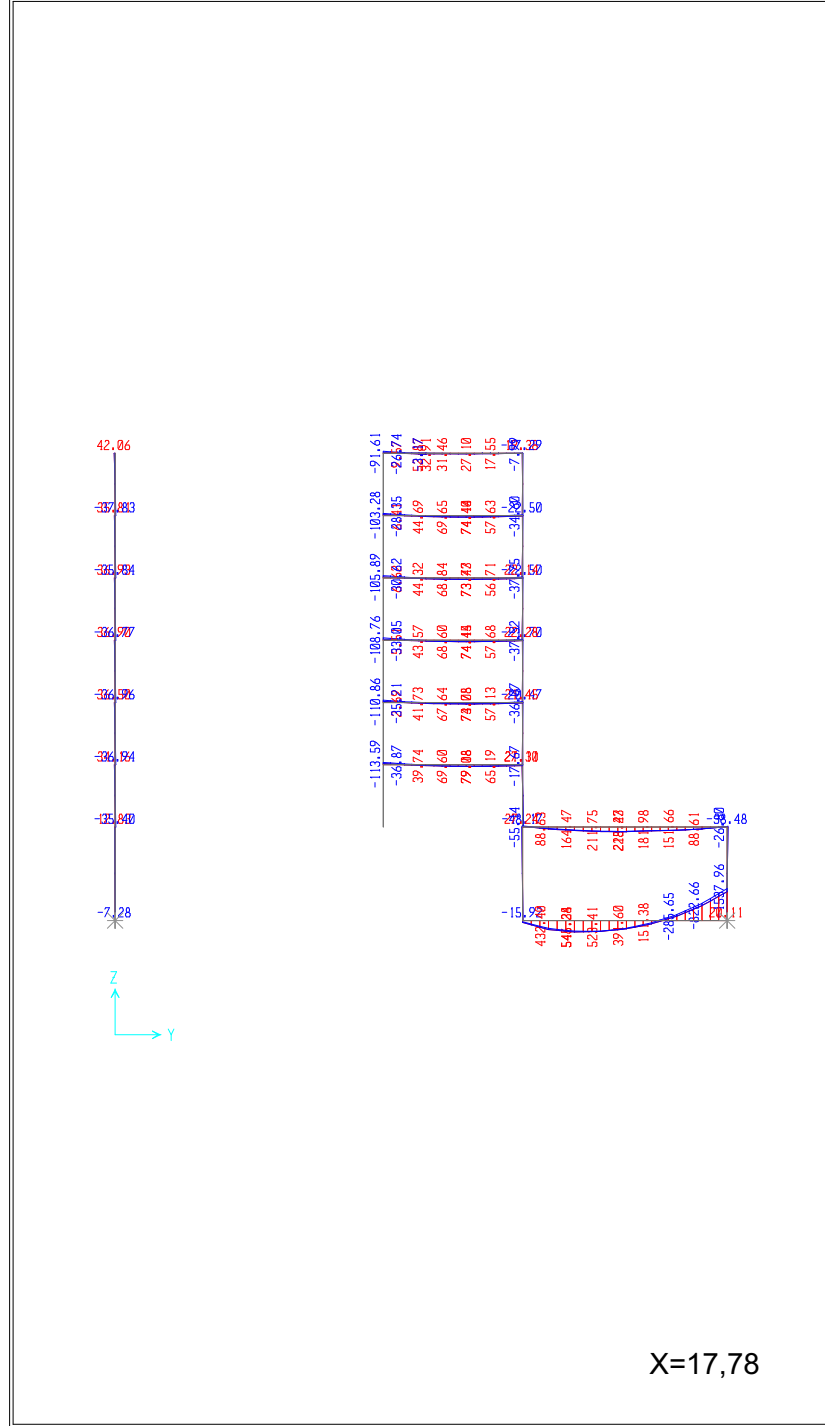


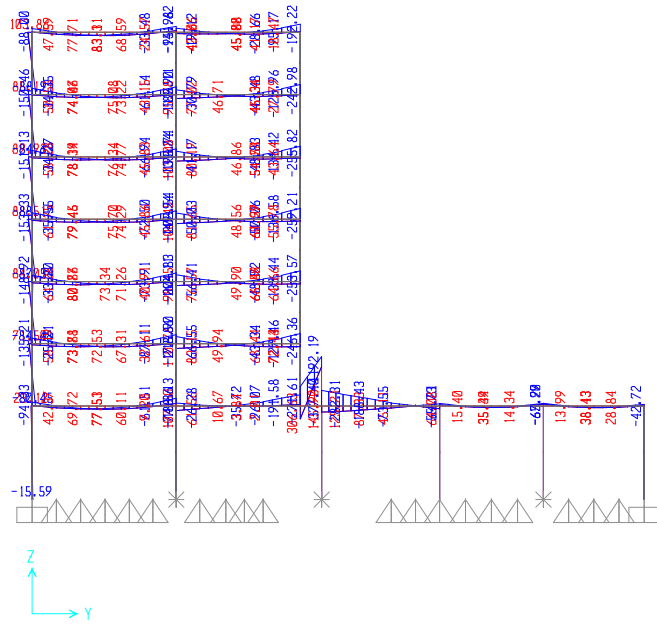


X=11,61

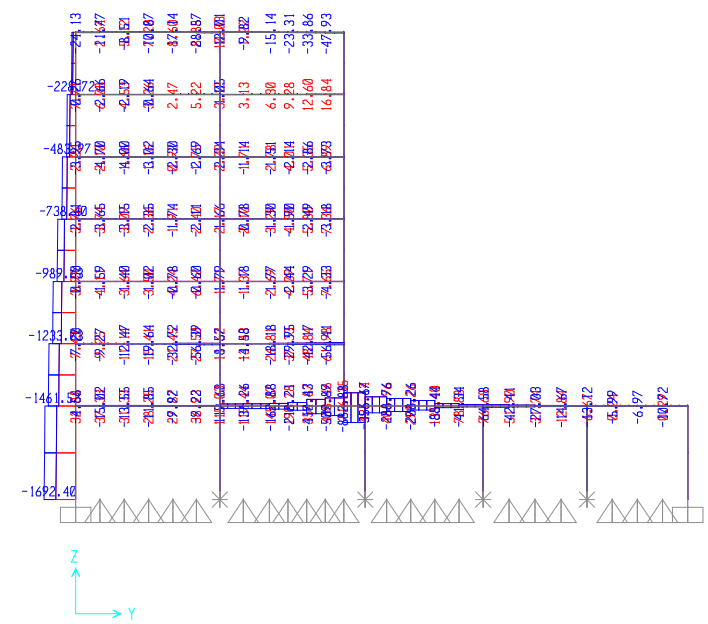


X=12,27

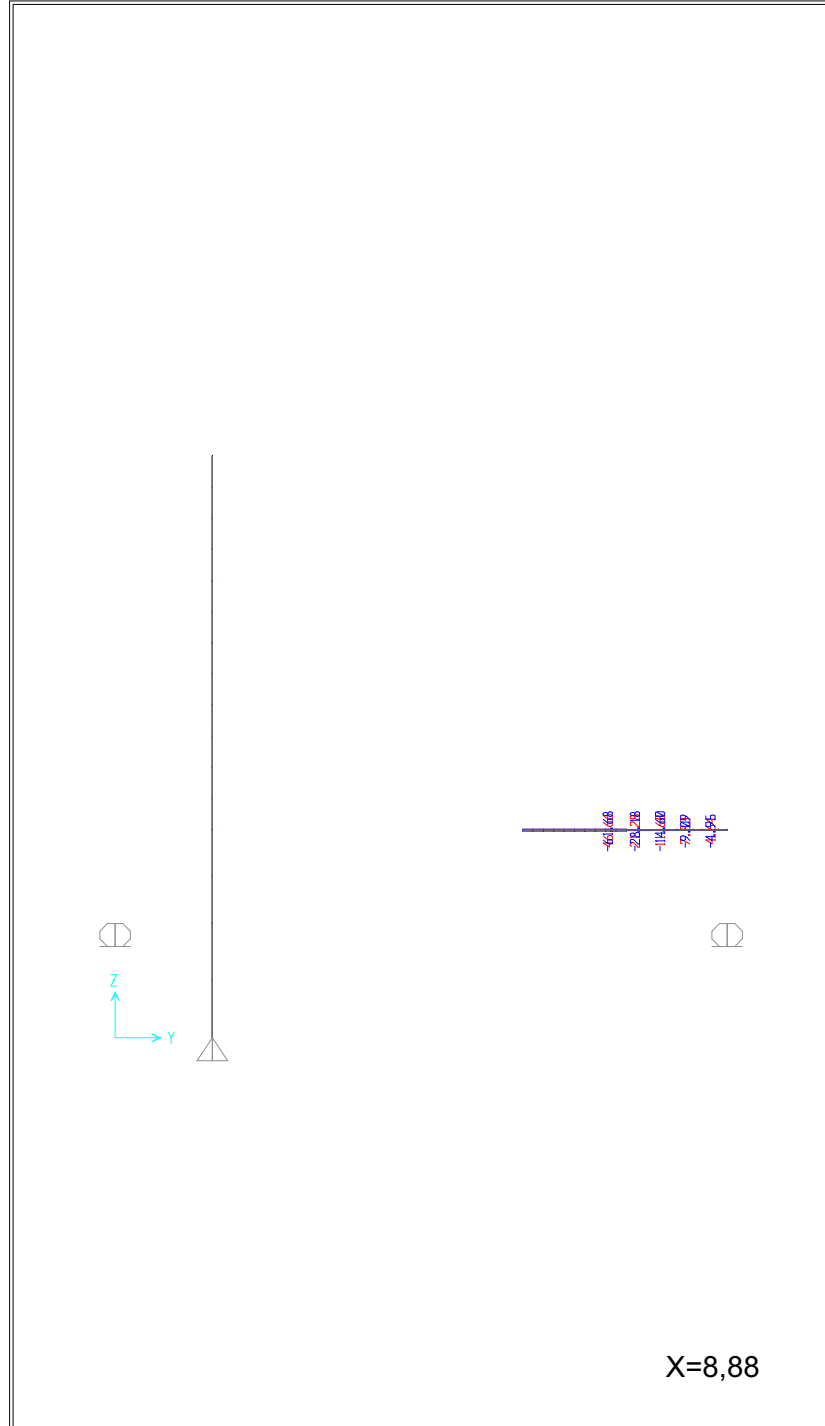




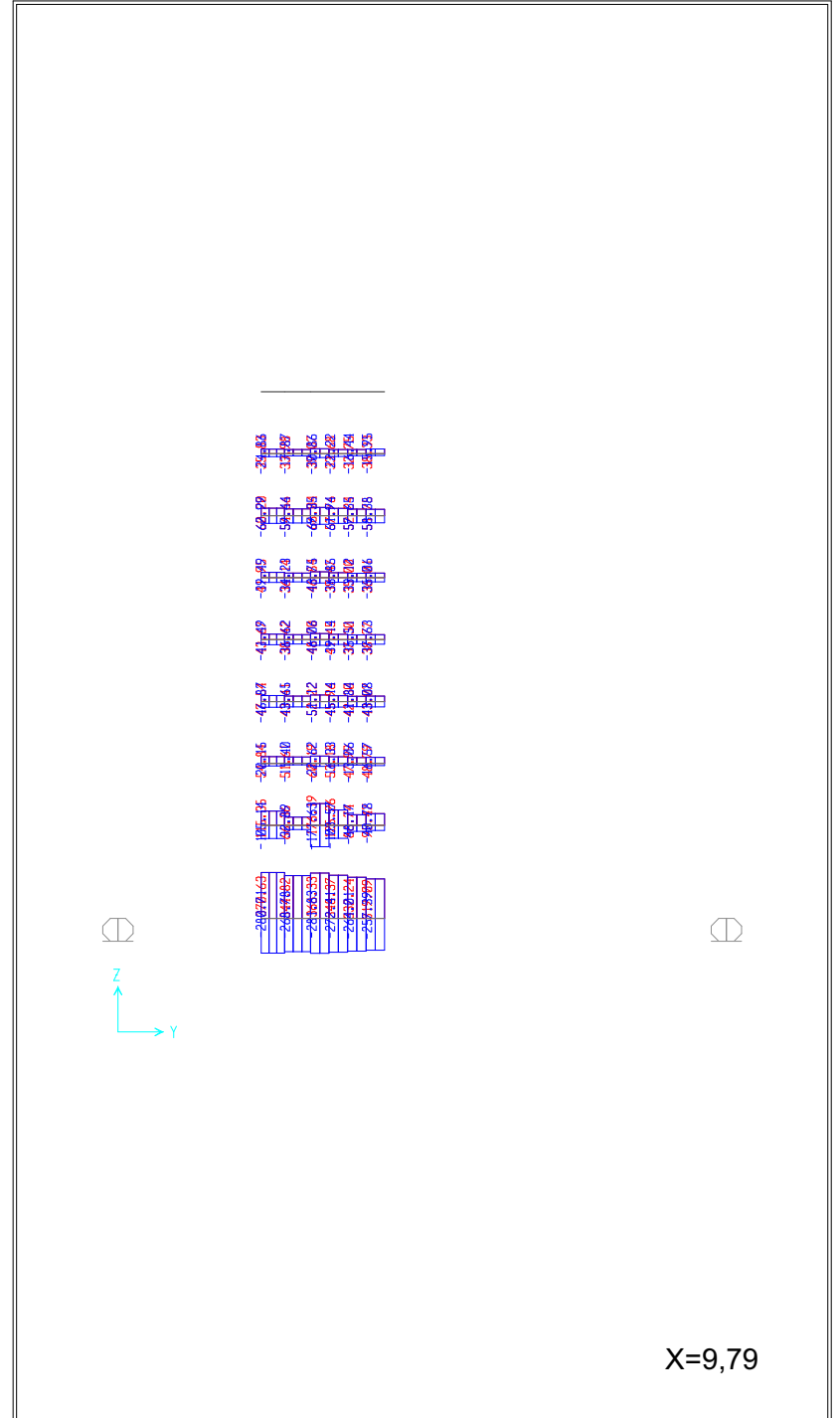
X=23,22



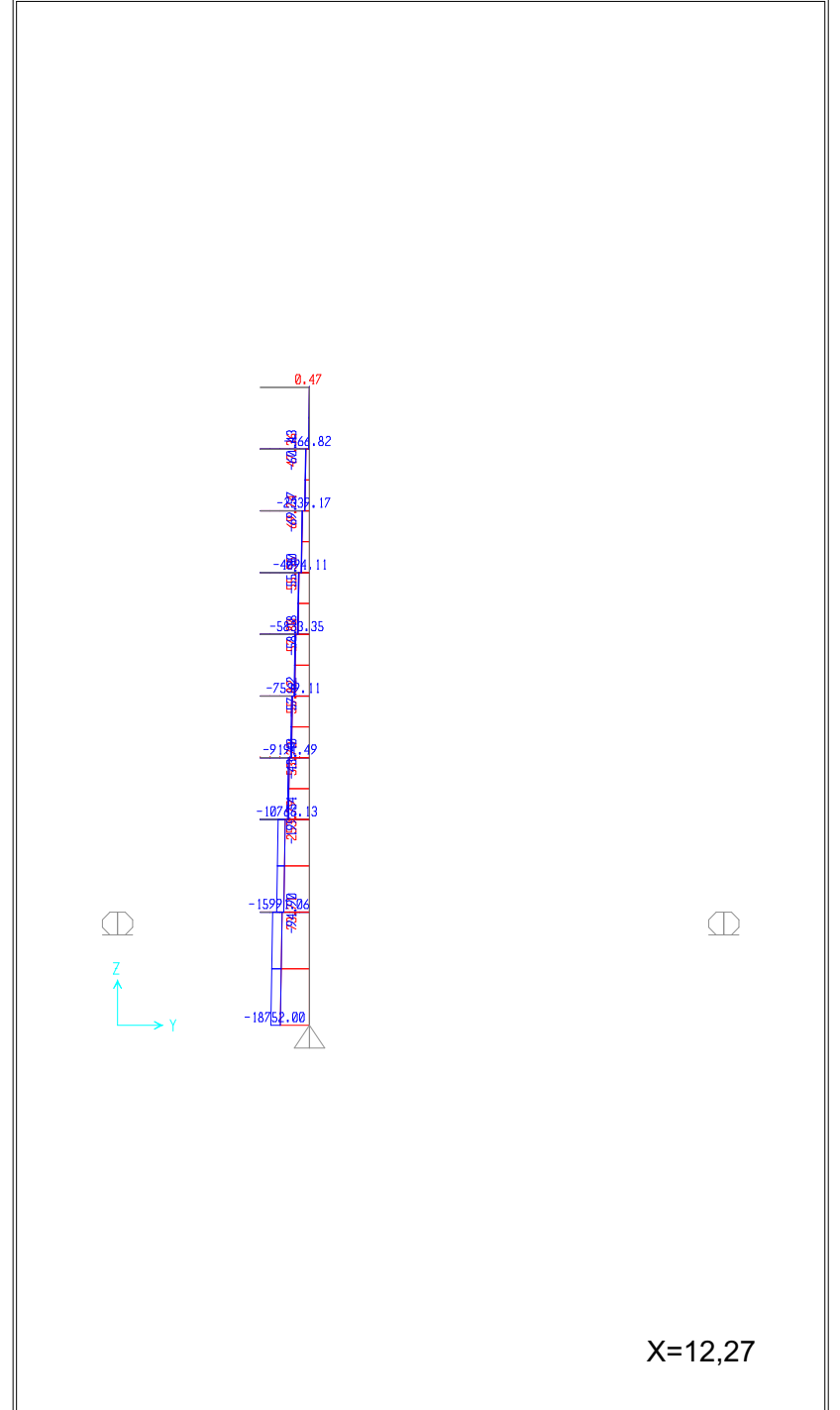
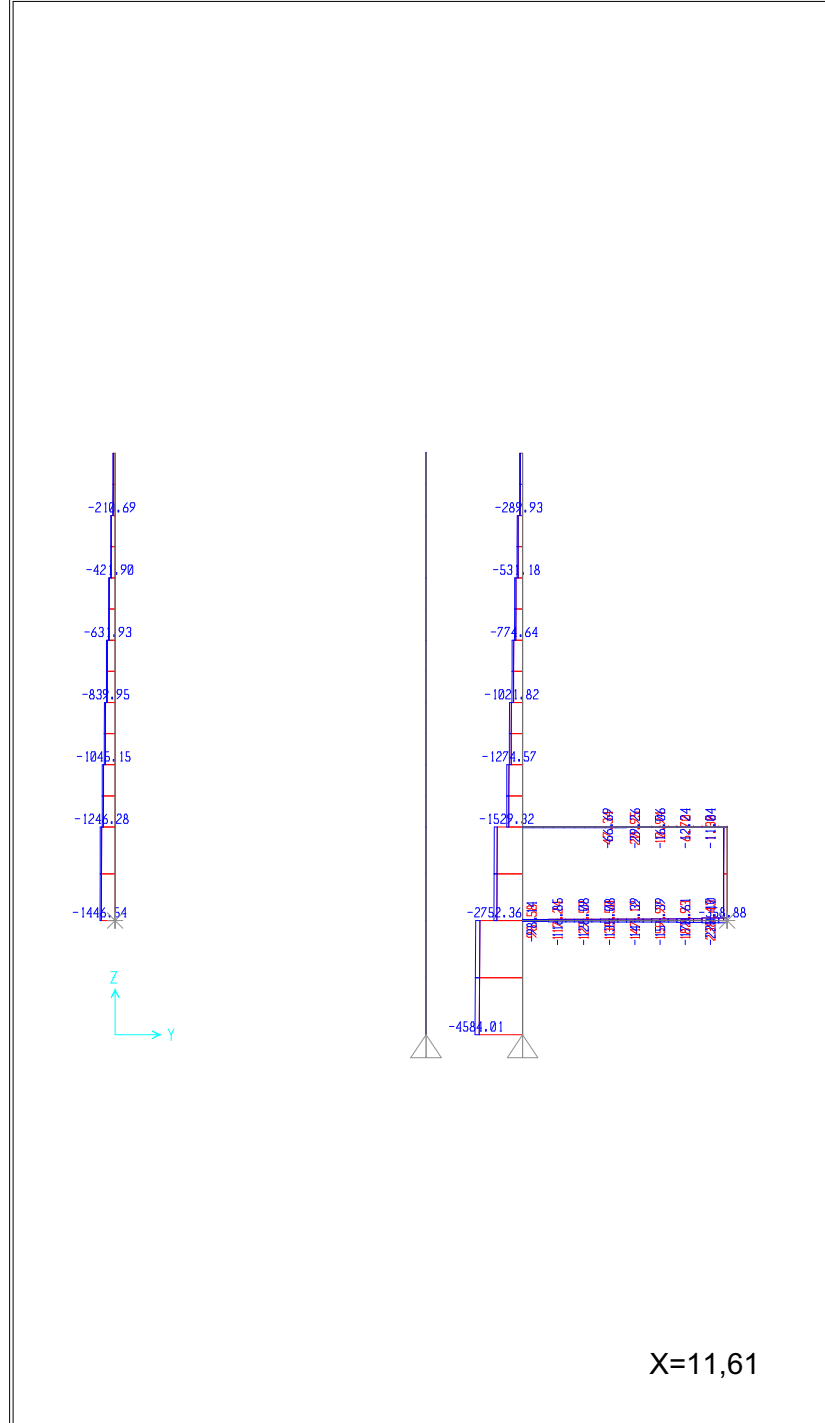
X=0

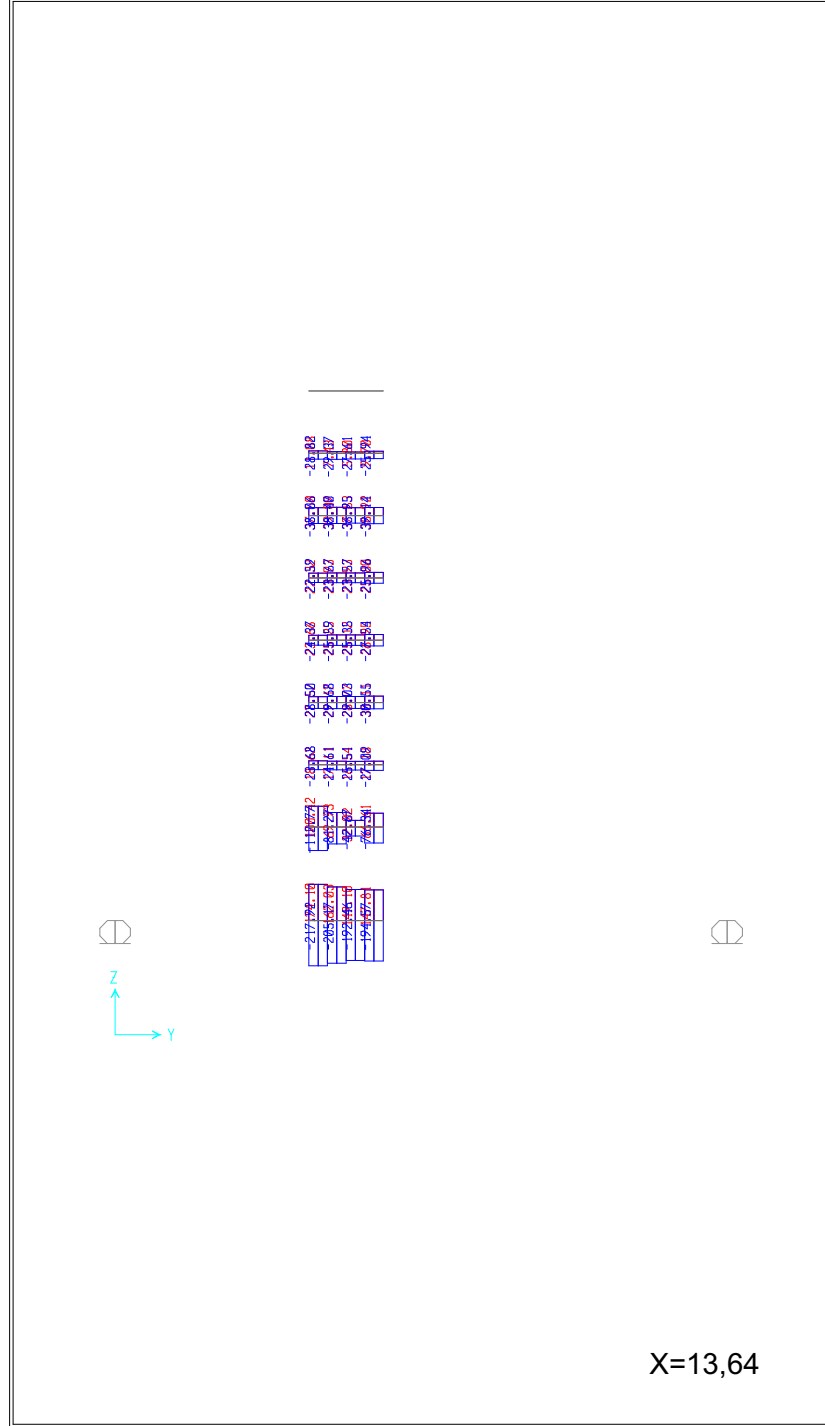


X=8,88

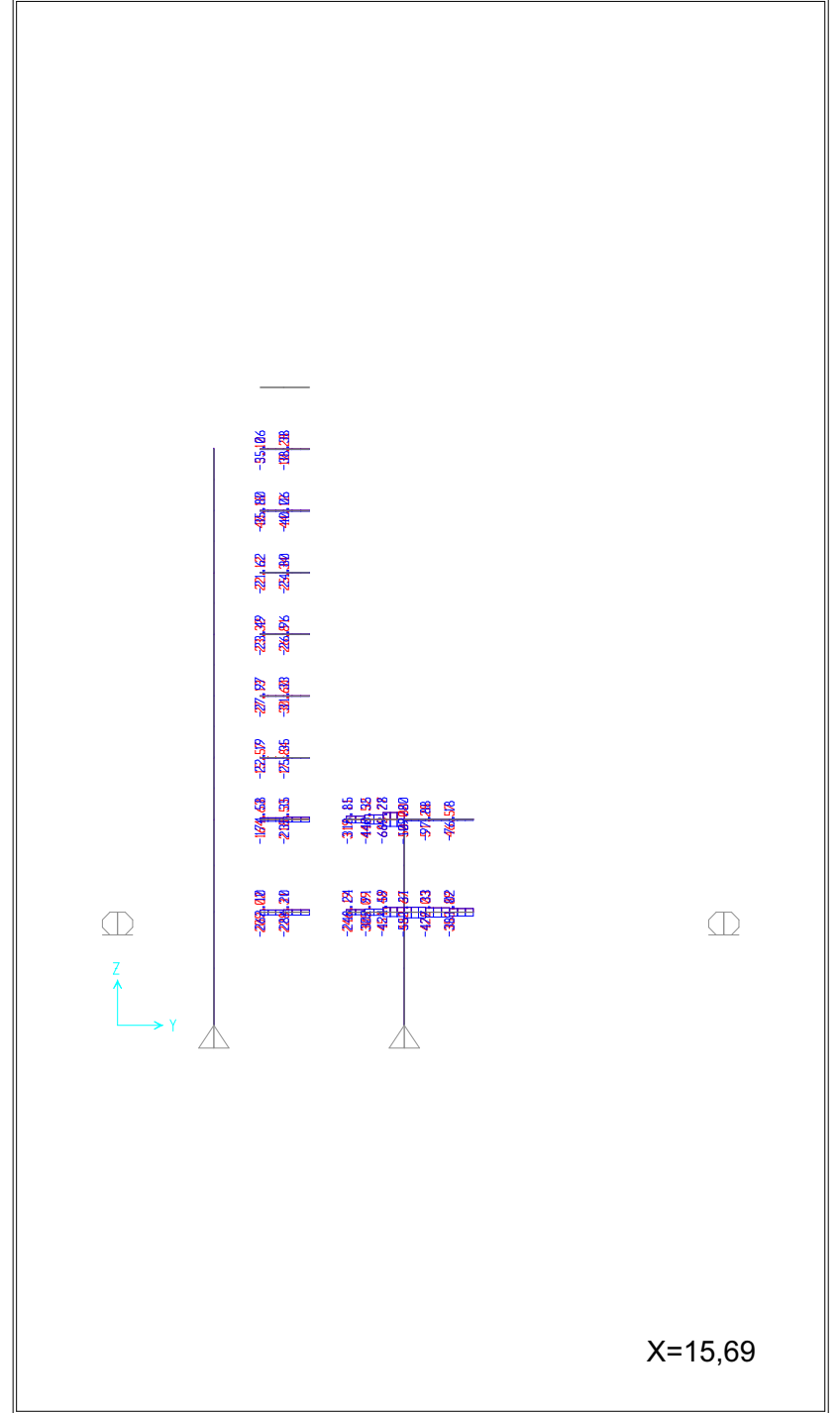


X=9,79

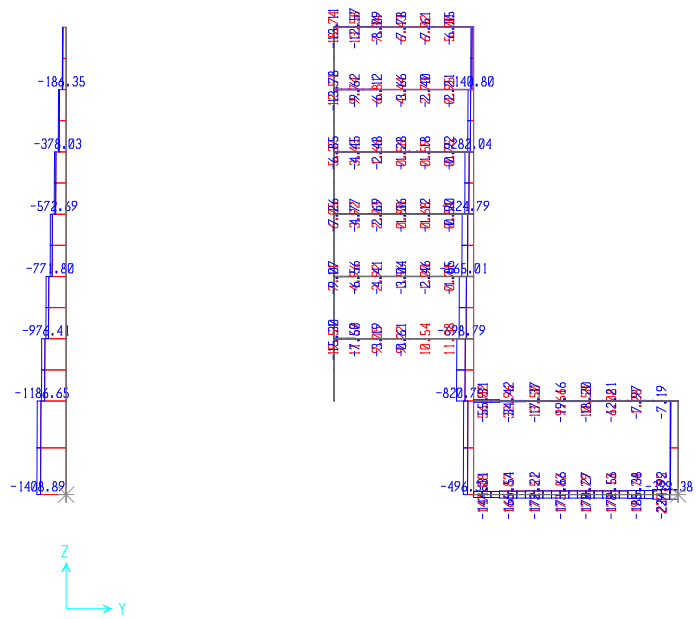




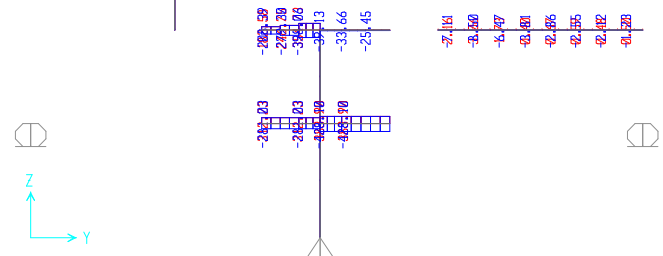
X=13,64



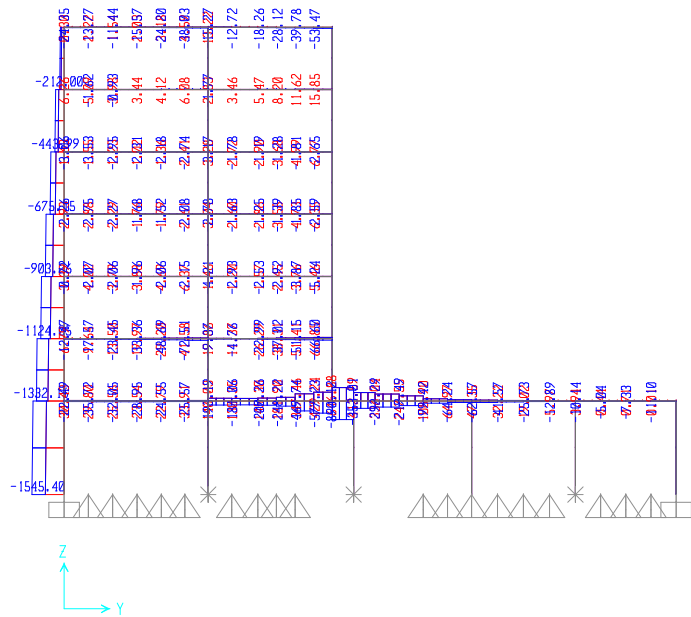
X=15,69



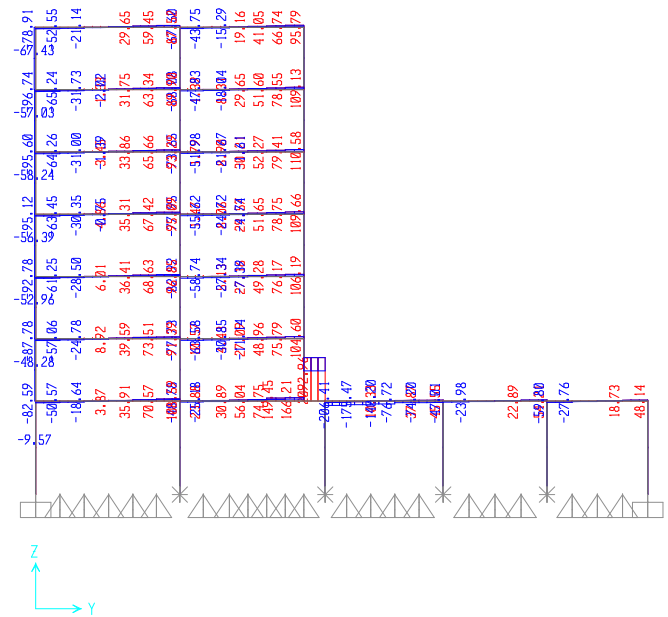
X=17,78



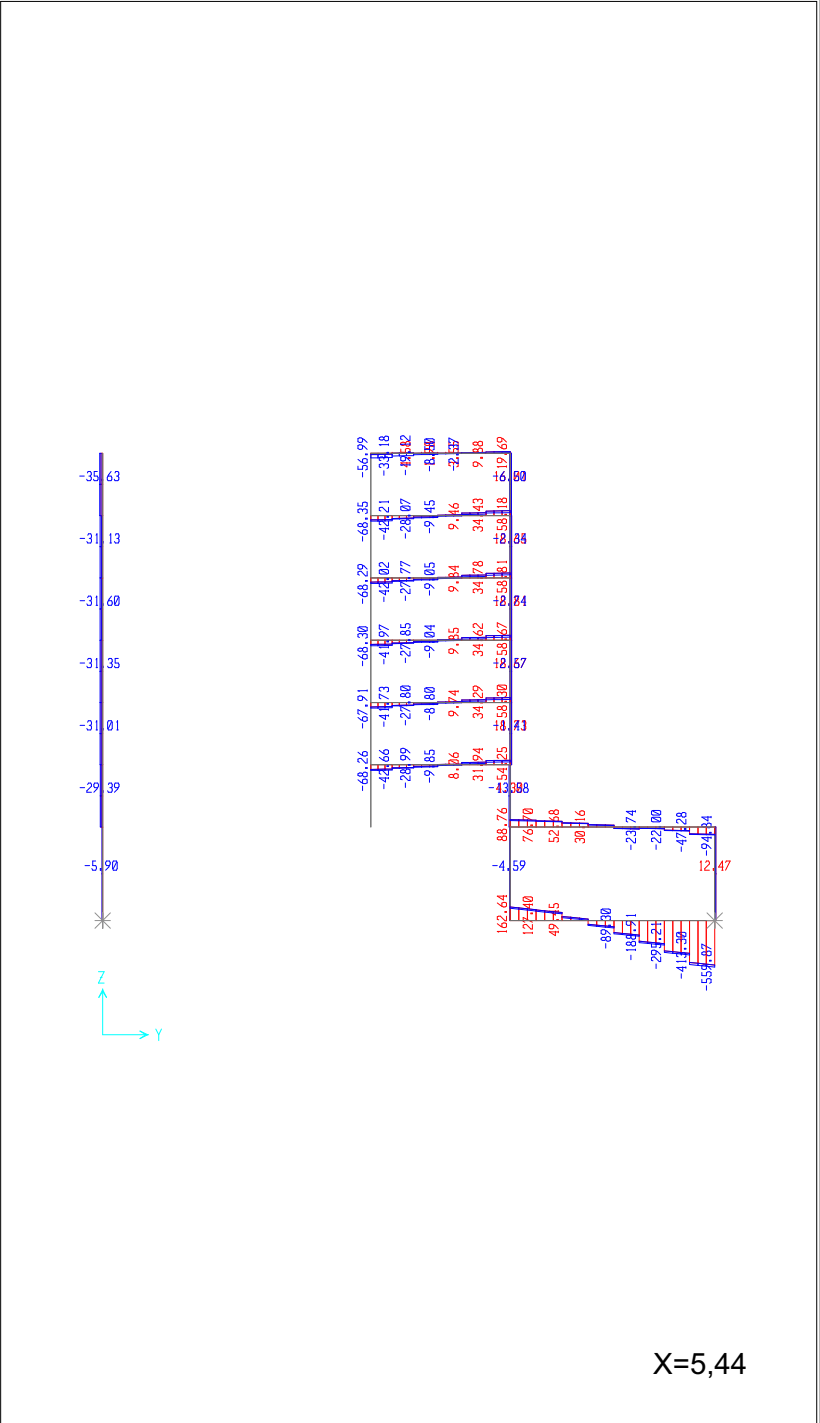
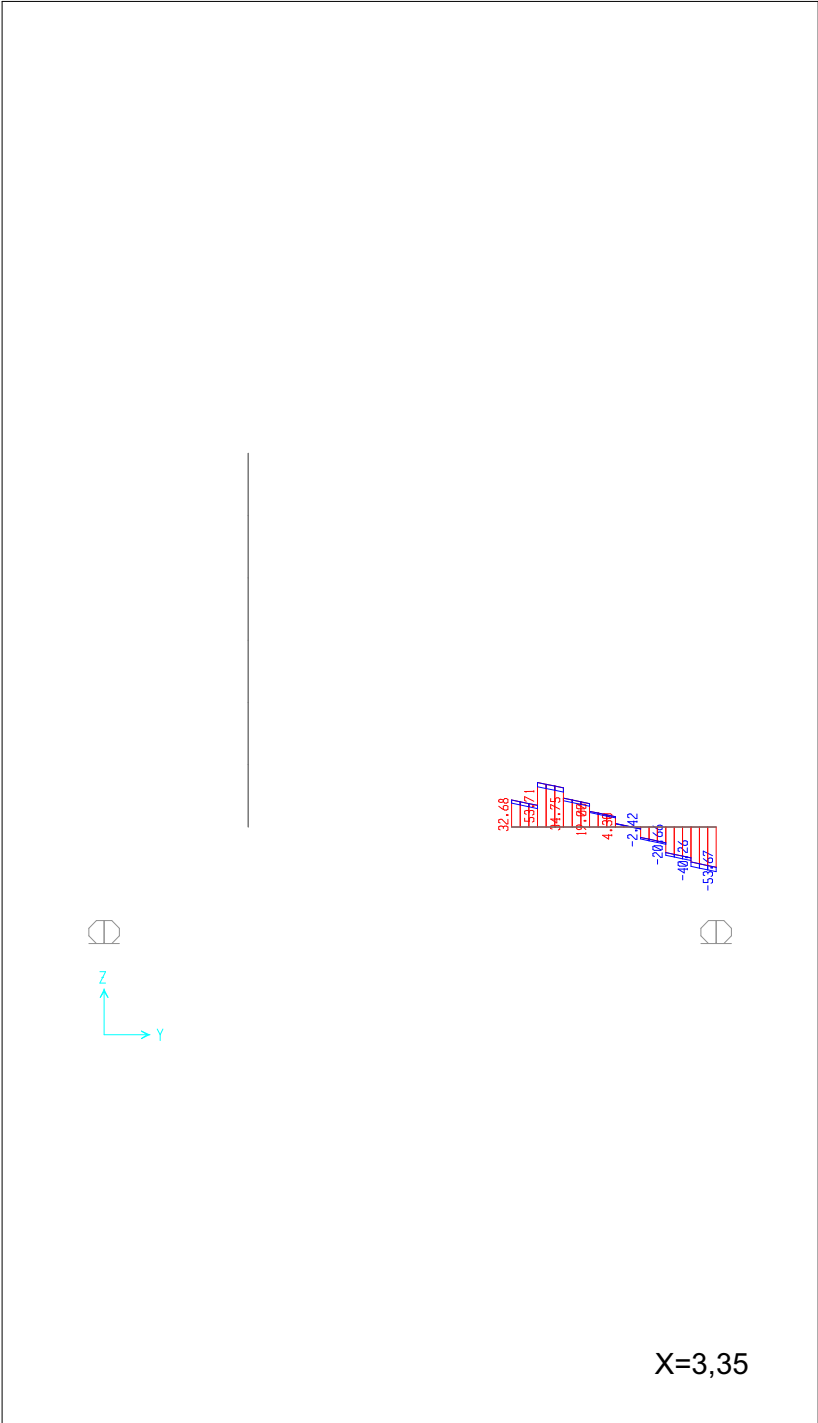
X=19,87

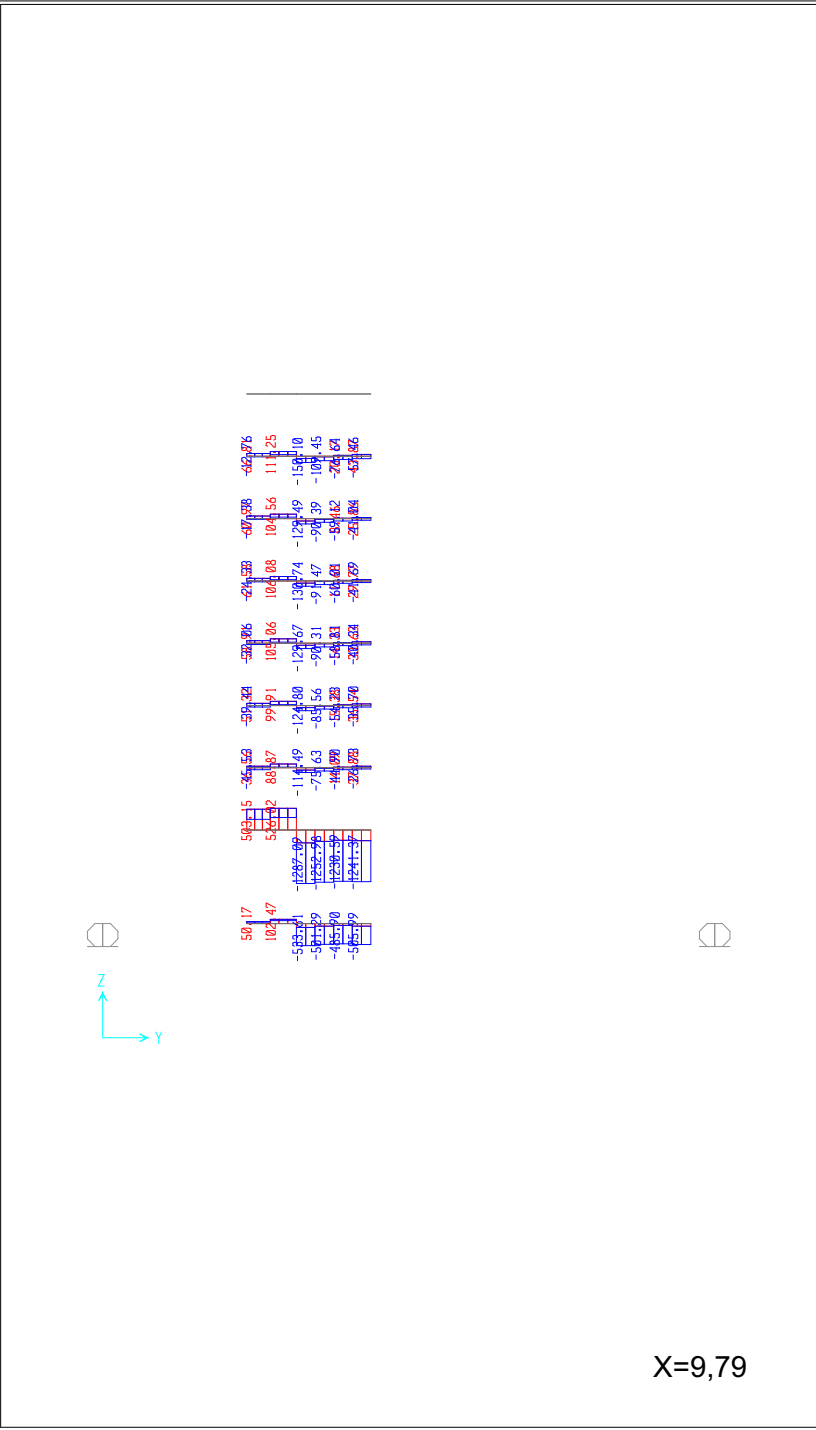
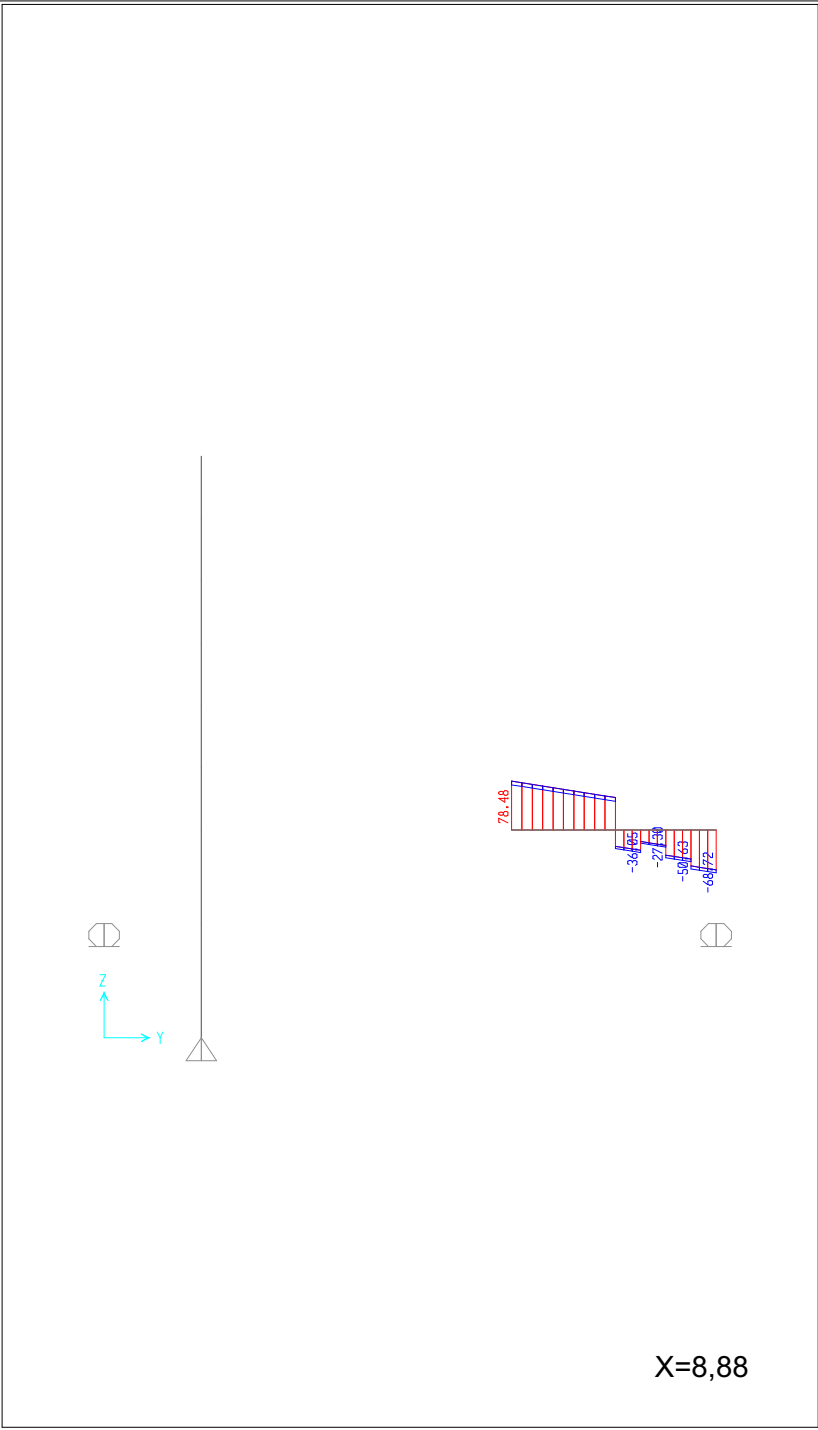


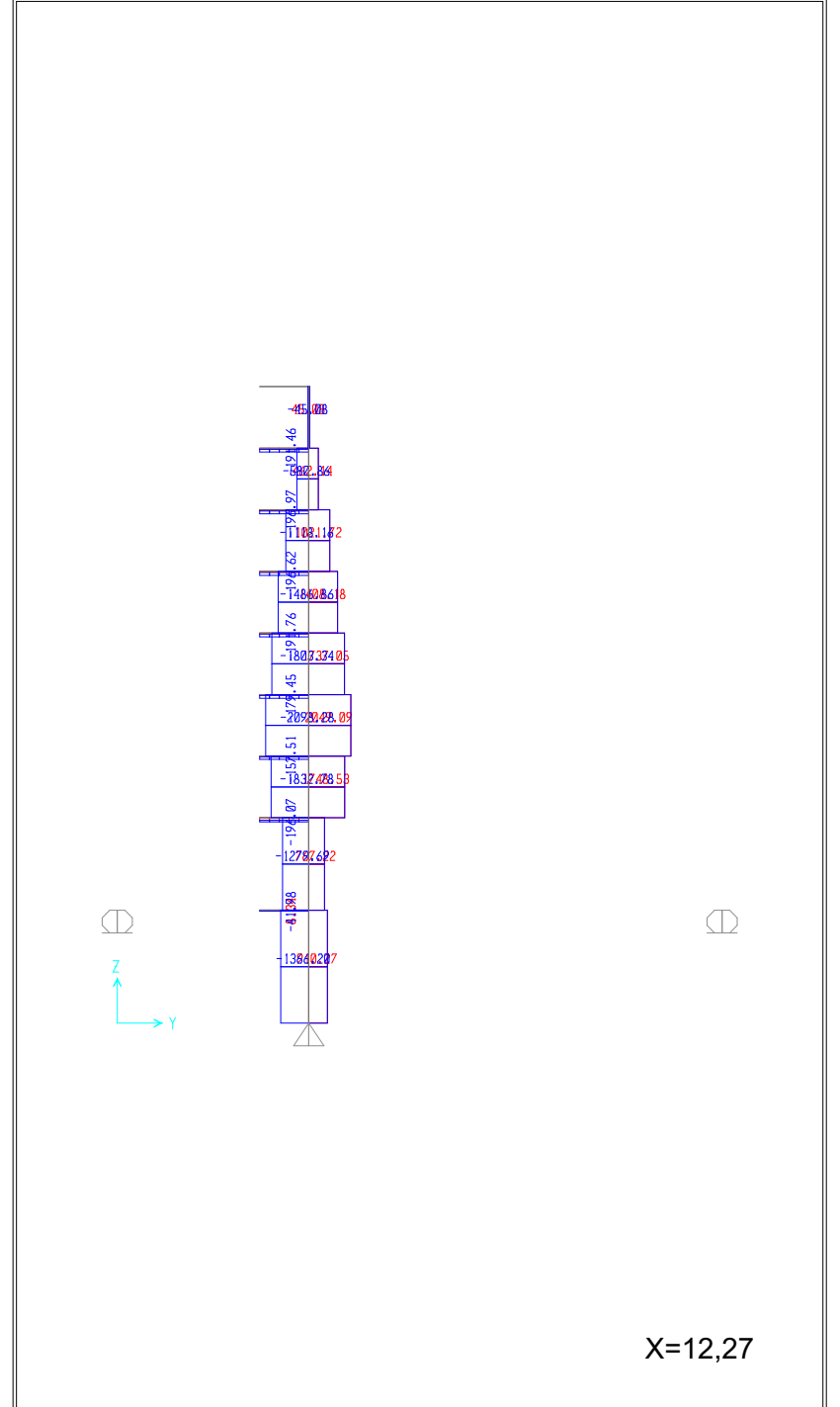
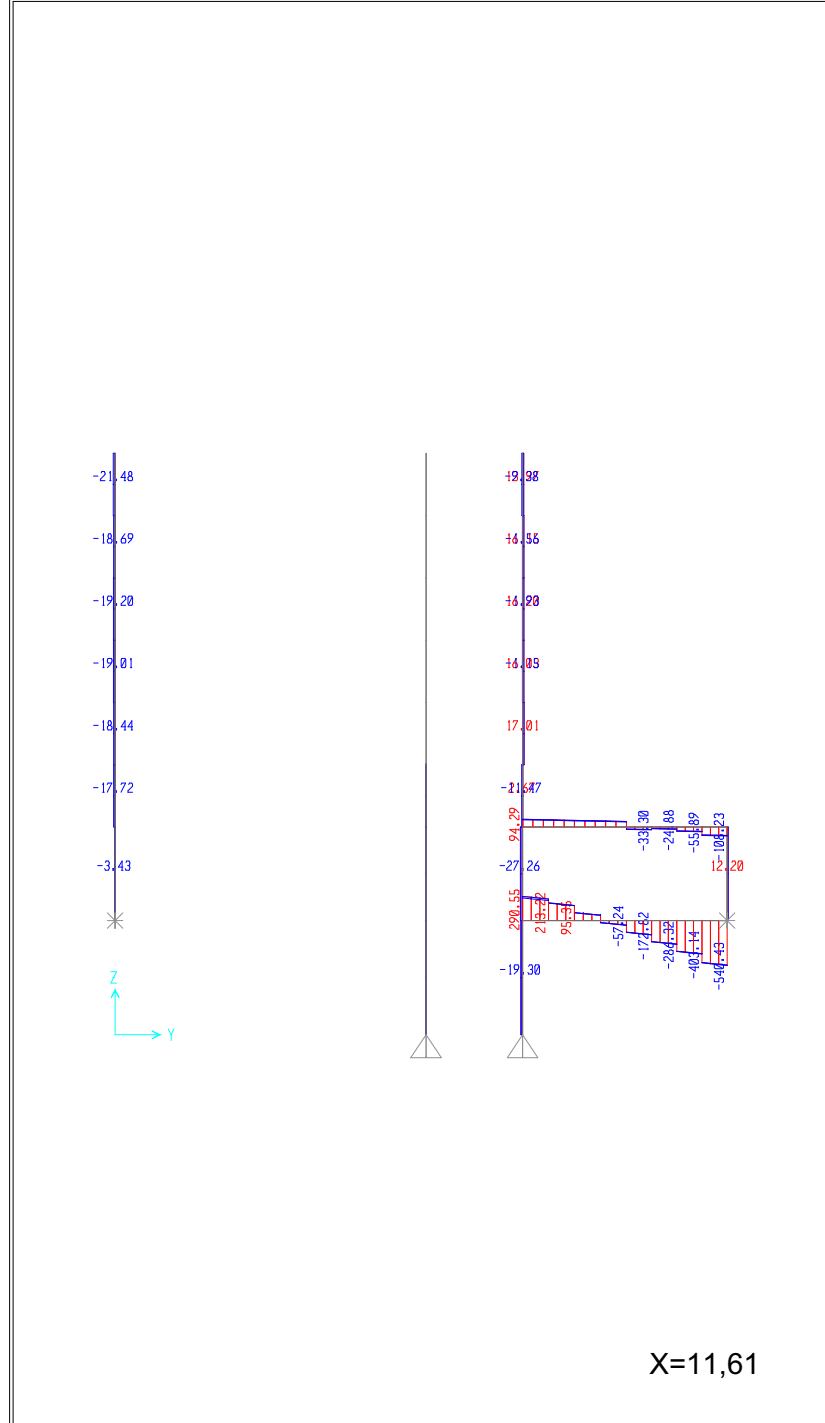
X=23,22

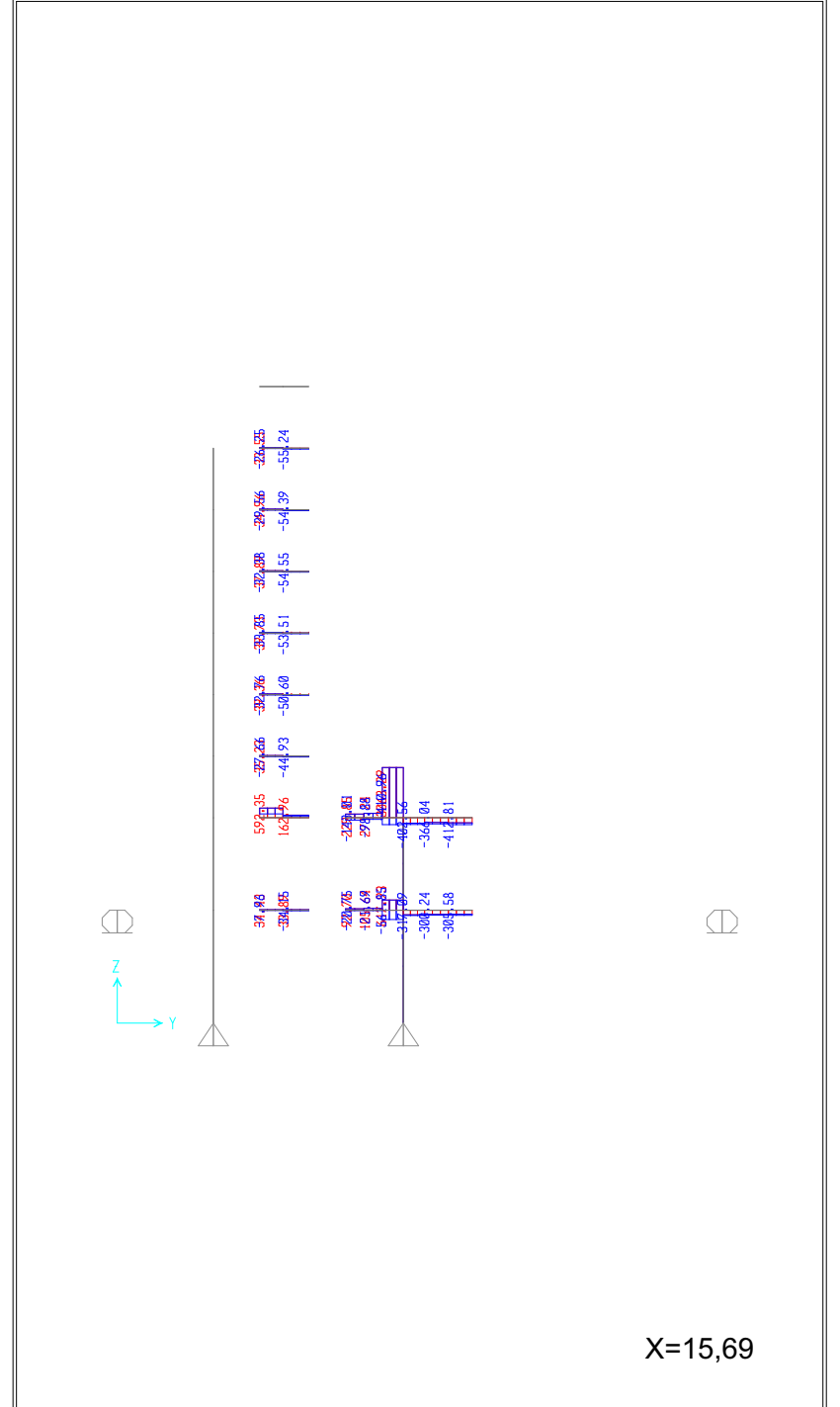
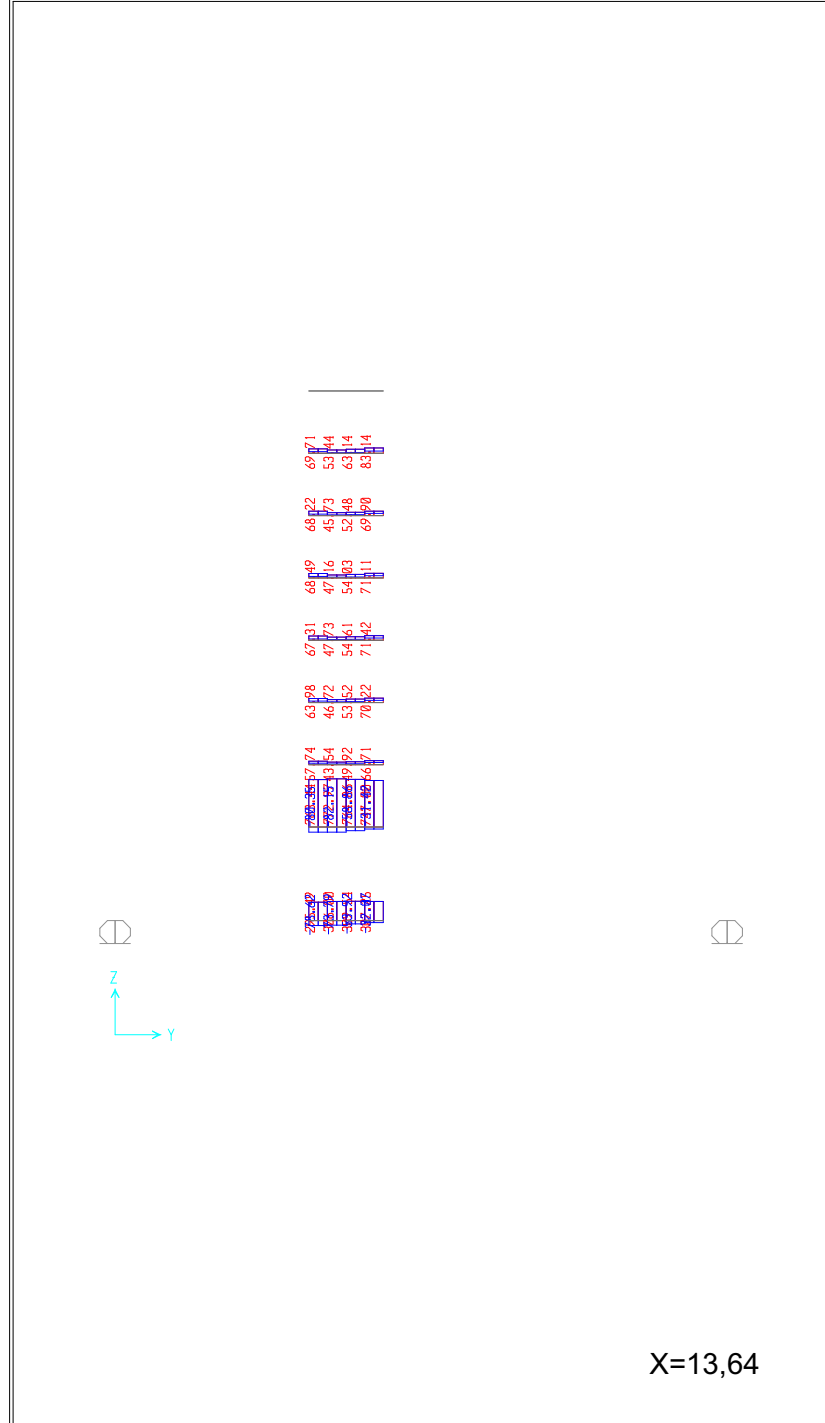


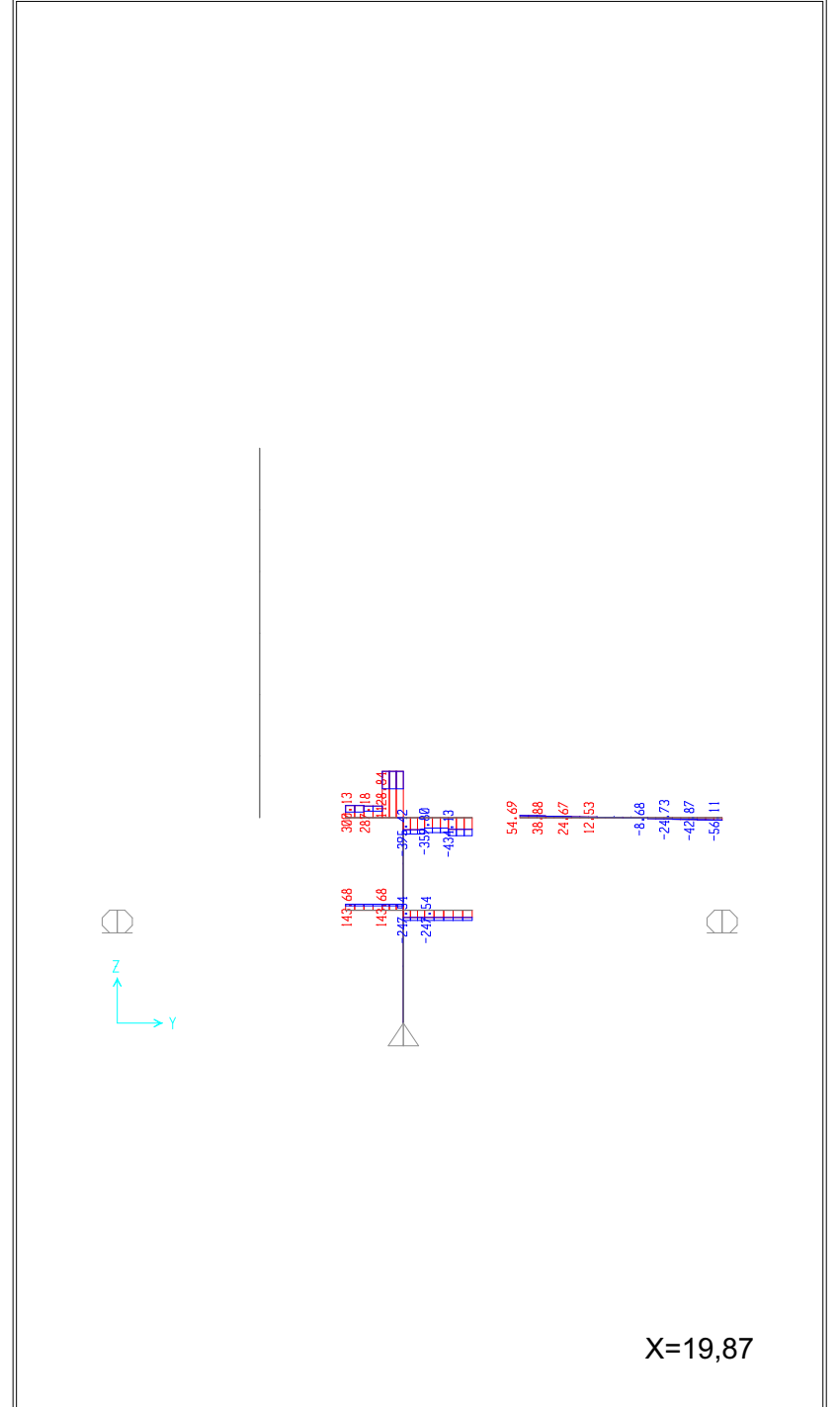
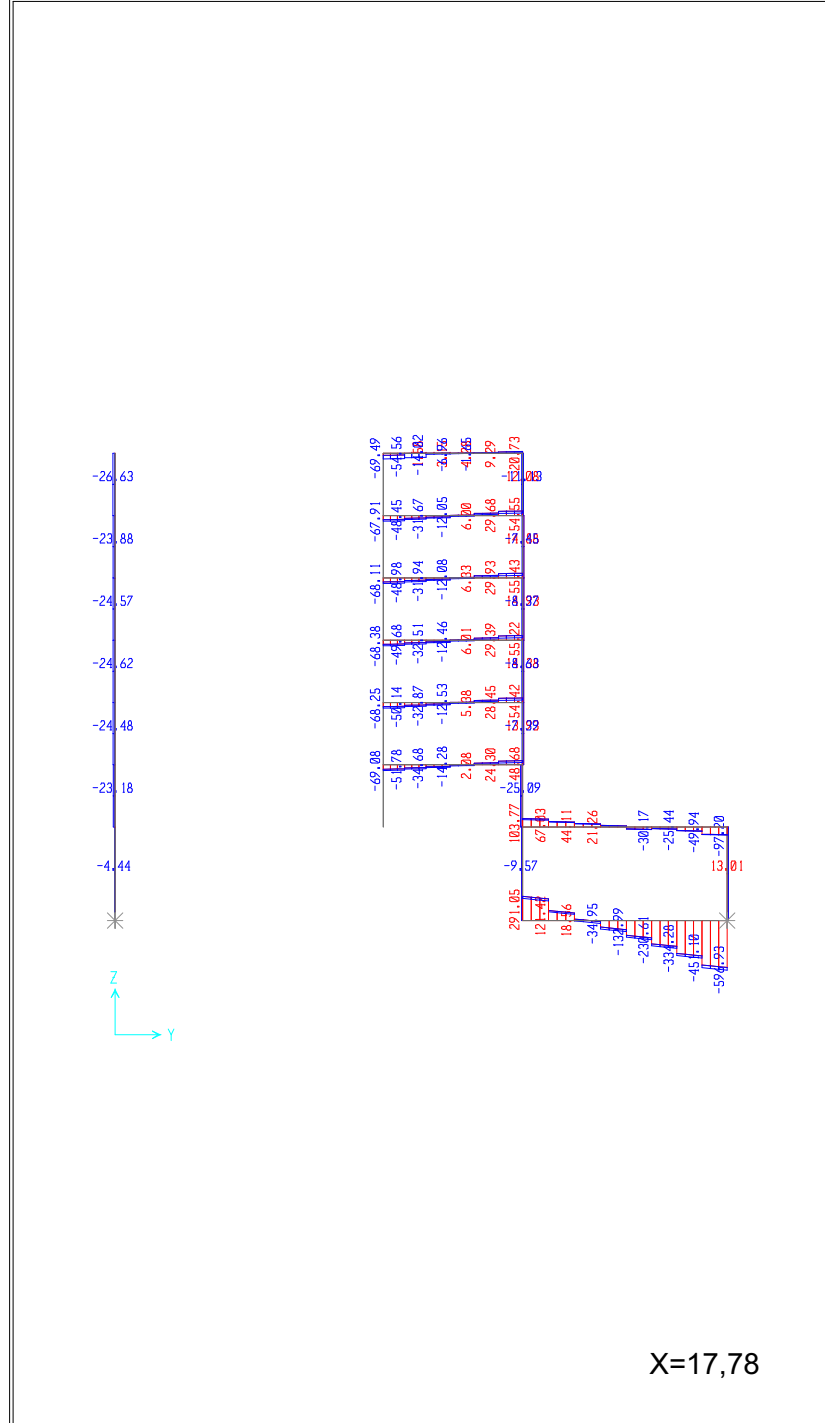
X=0

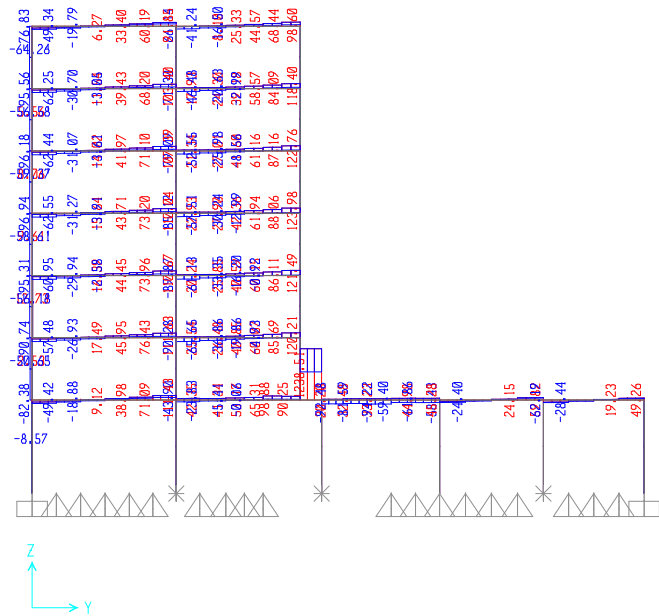




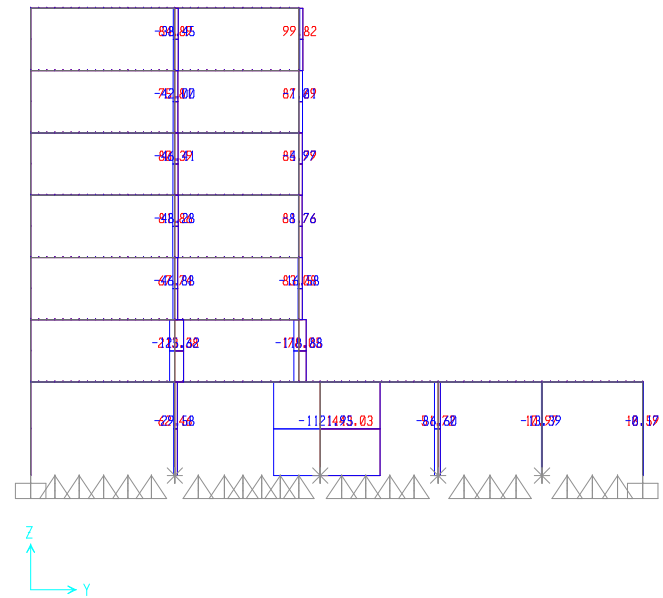




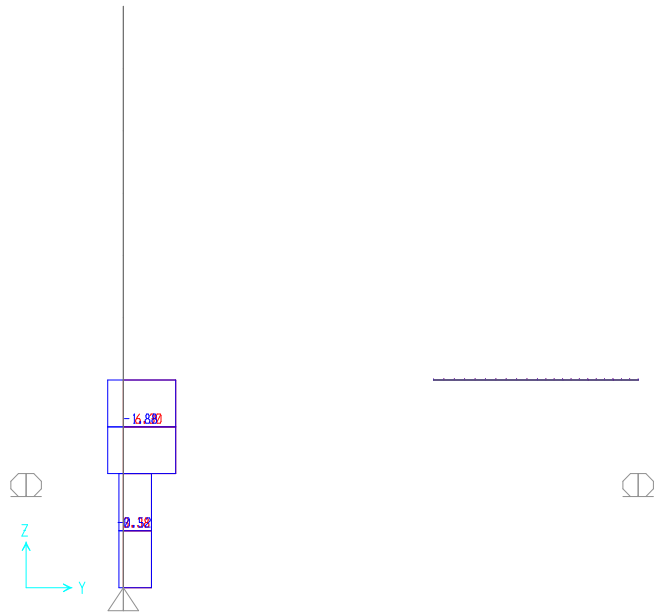




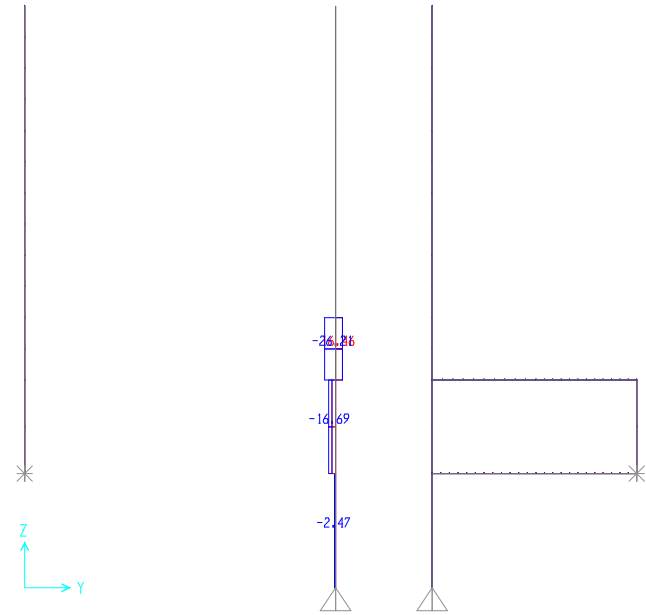
X=23,22



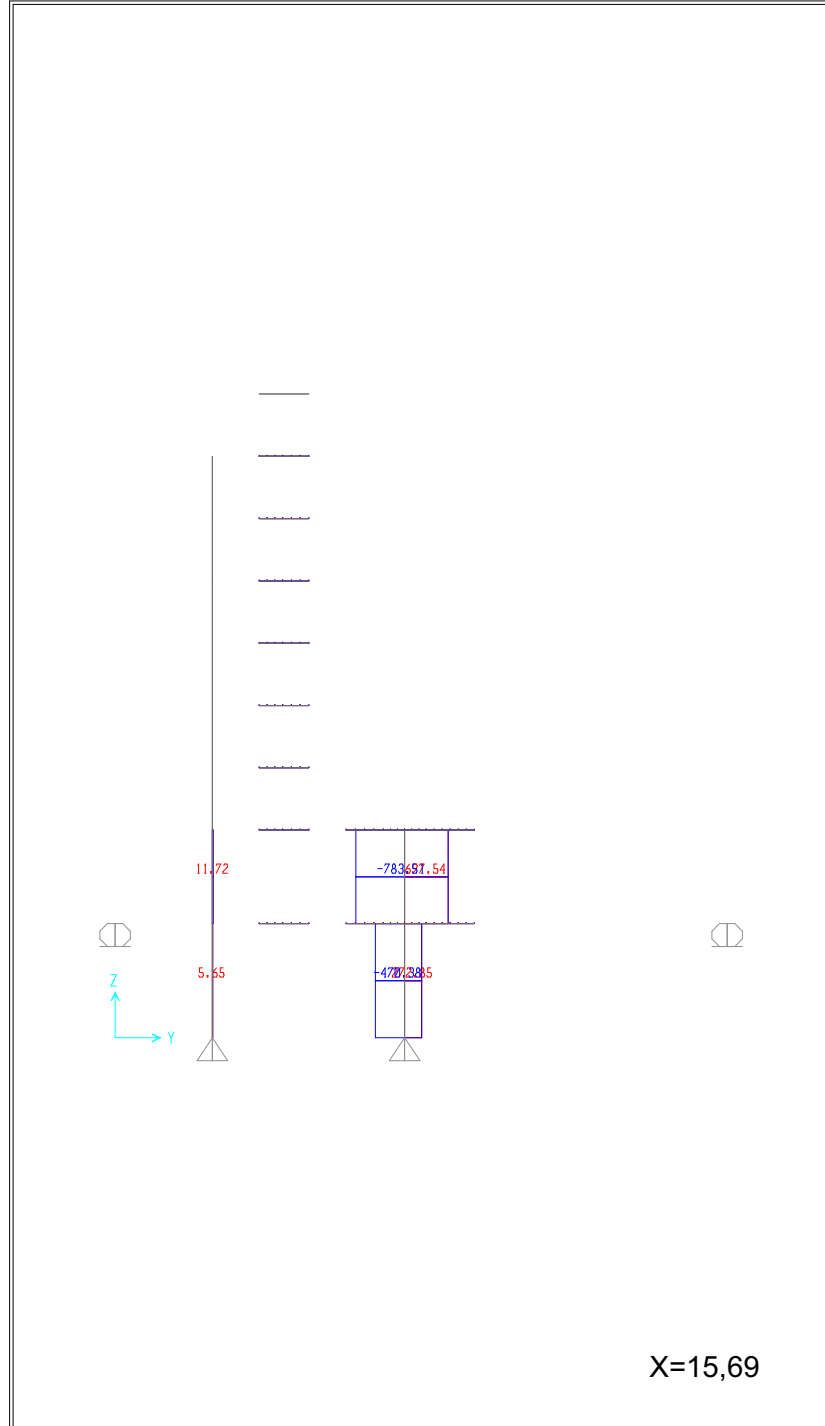
X=0



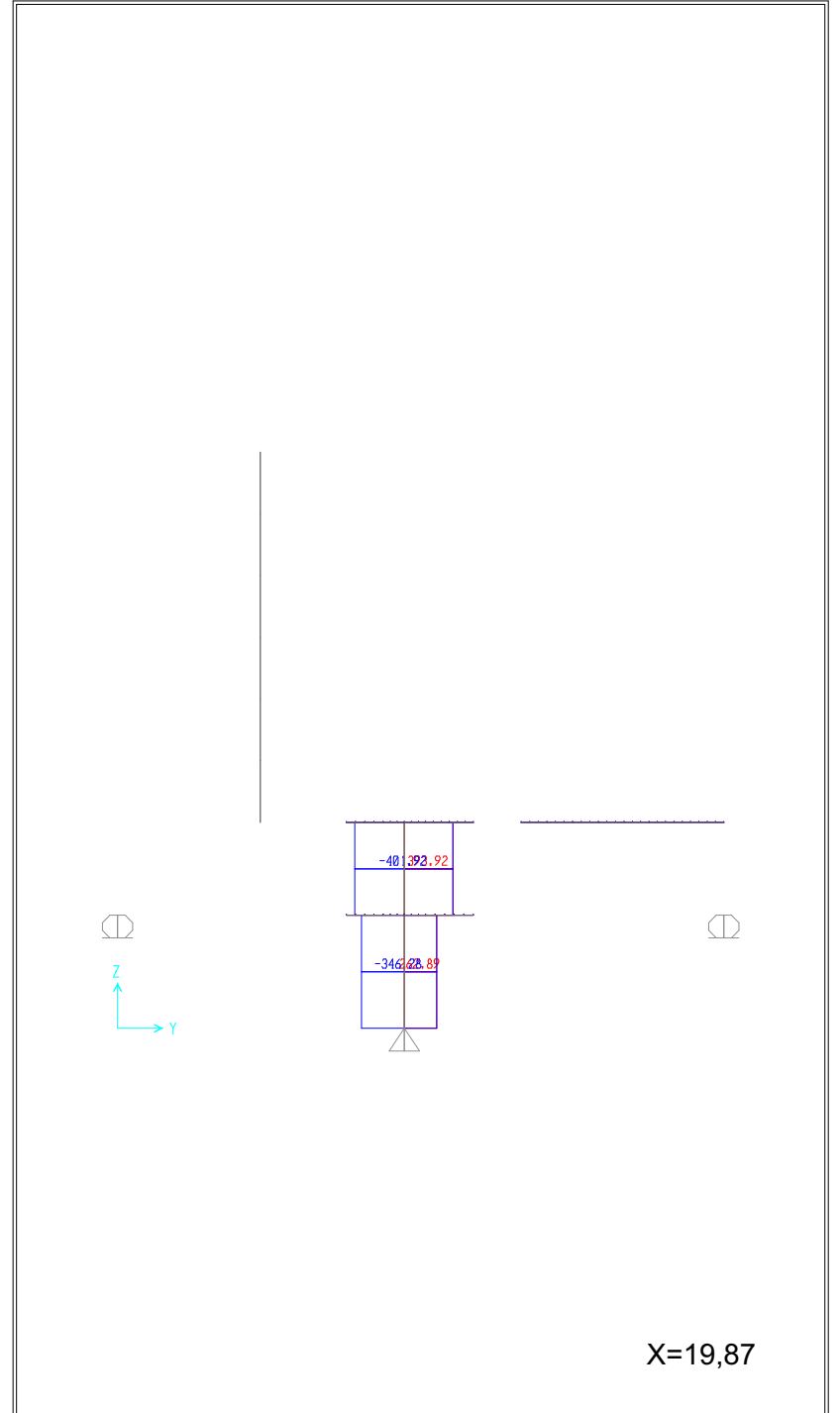
X=8,88



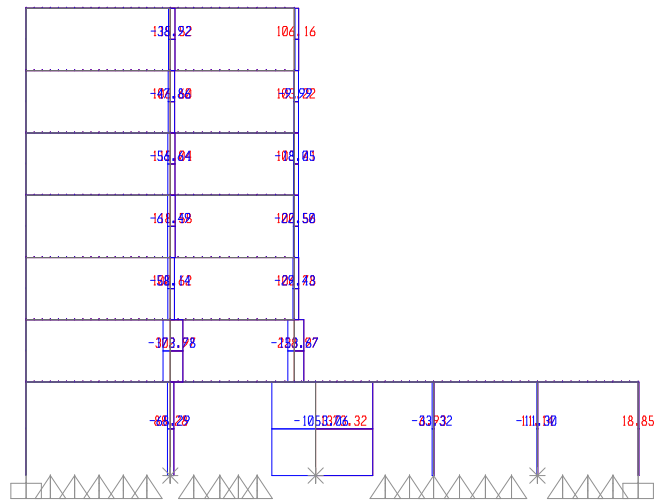
X=11,61



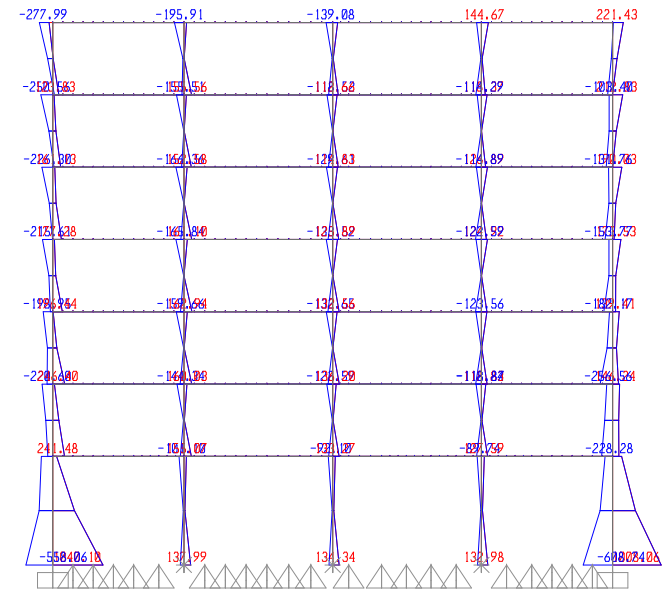
X=15,69



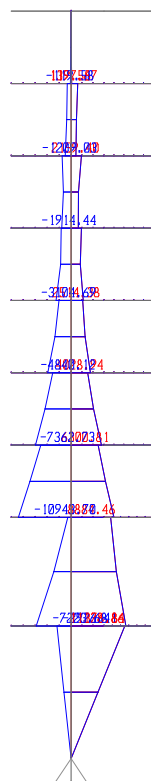
X=19,87



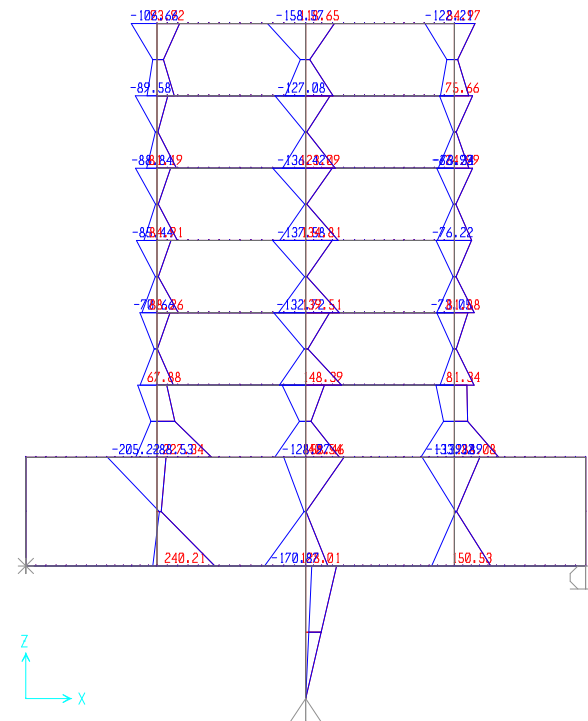
X=23,22



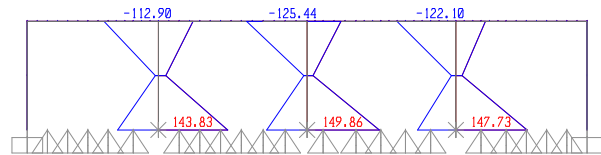
Y=0



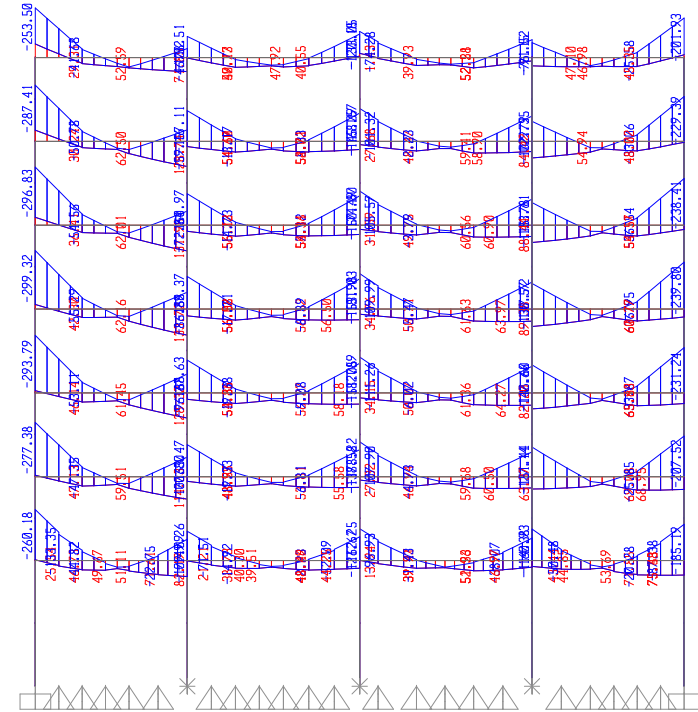
Y=9,33



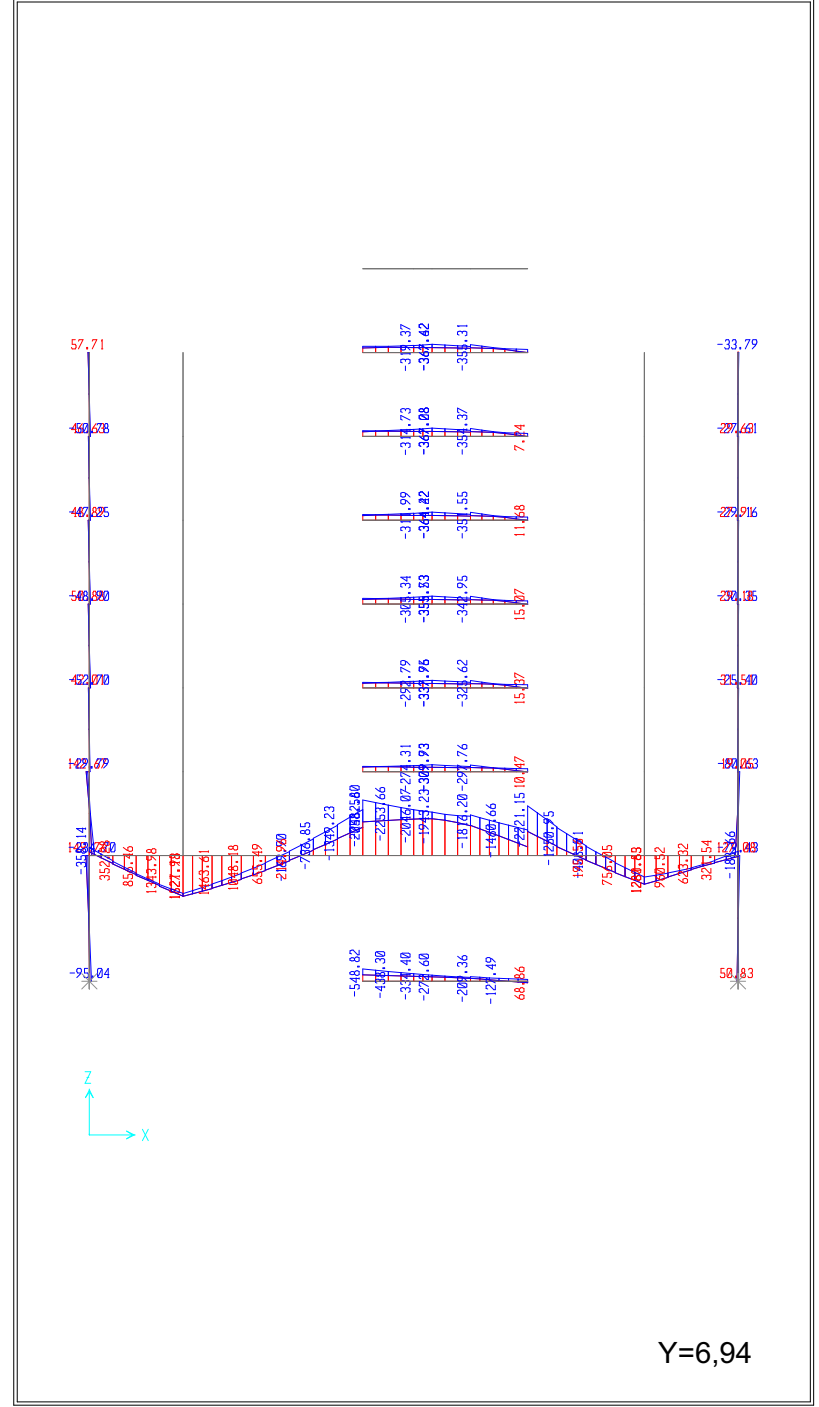
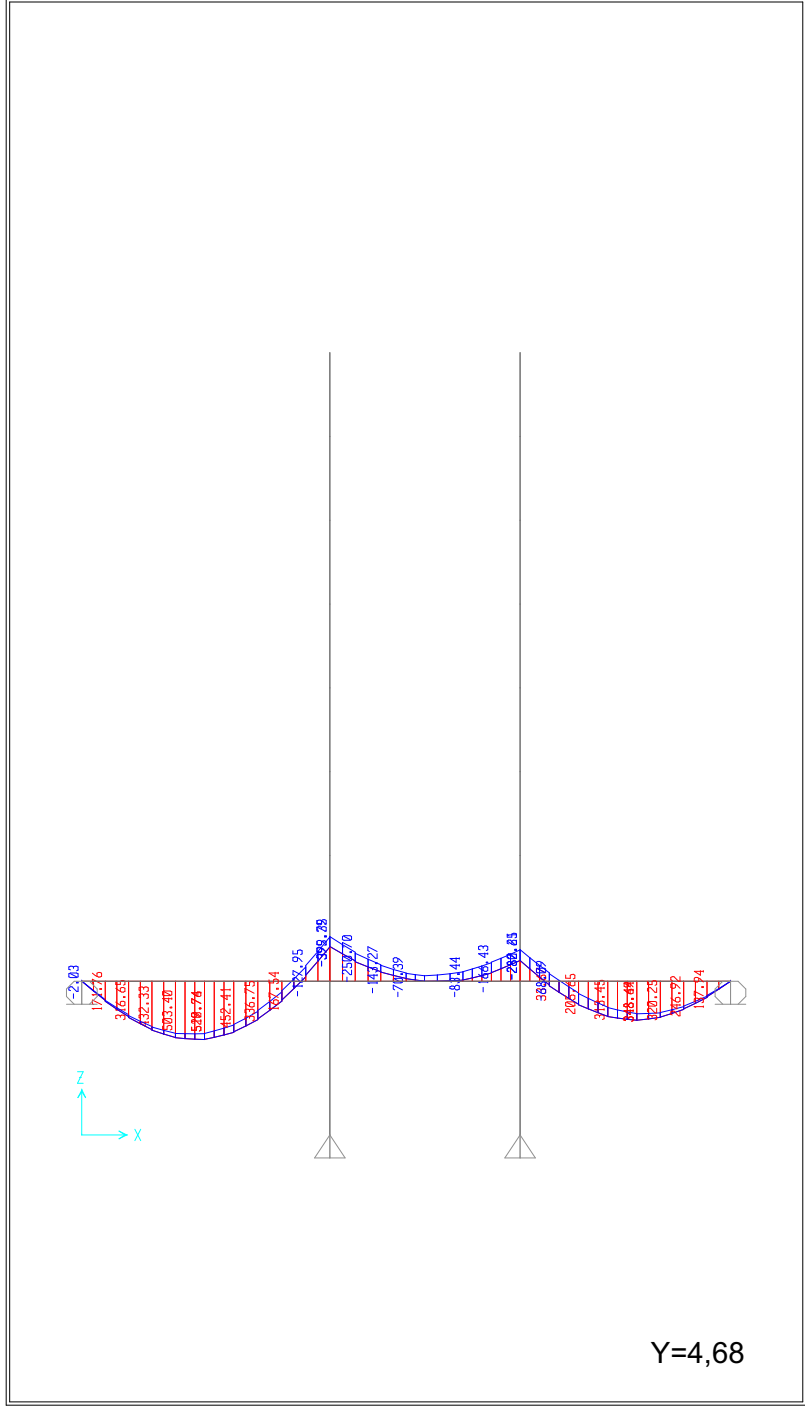
Y=19,62

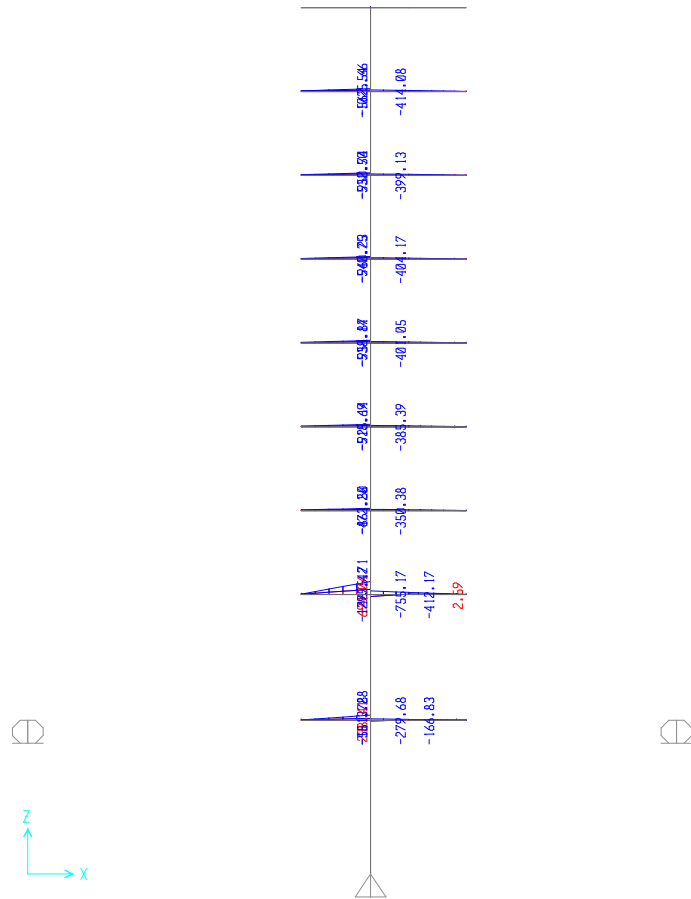


Y=29,47

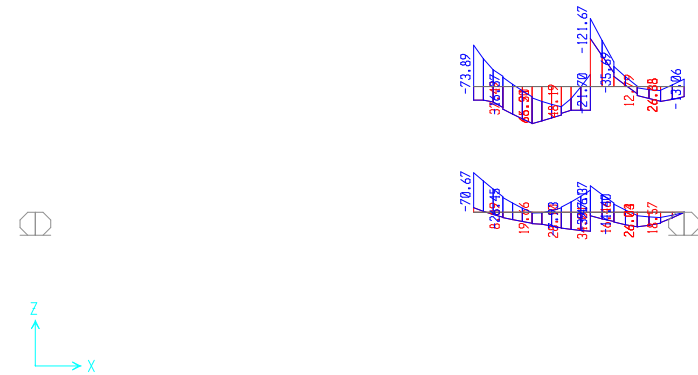


Y=0

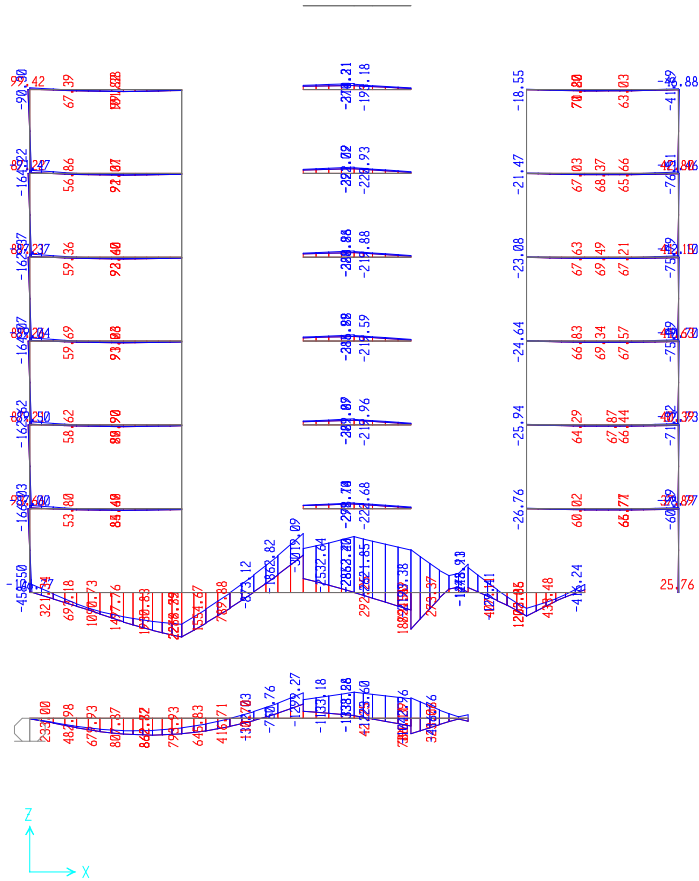




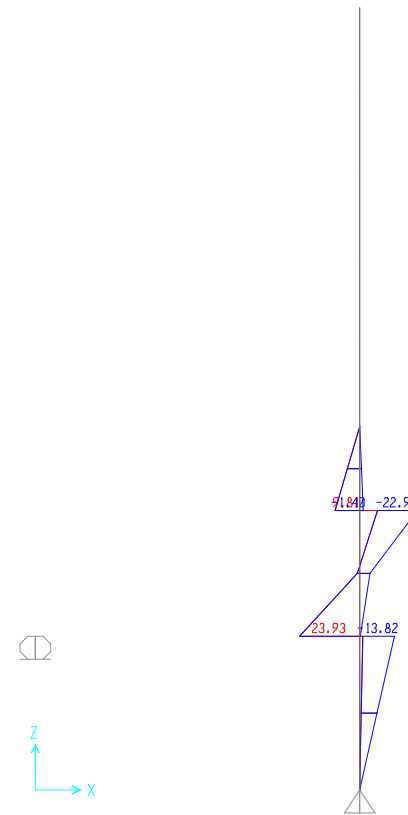
Y=9,33



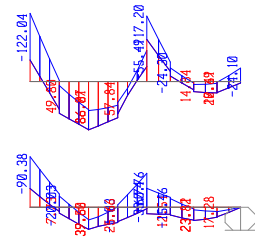
Y=11,12



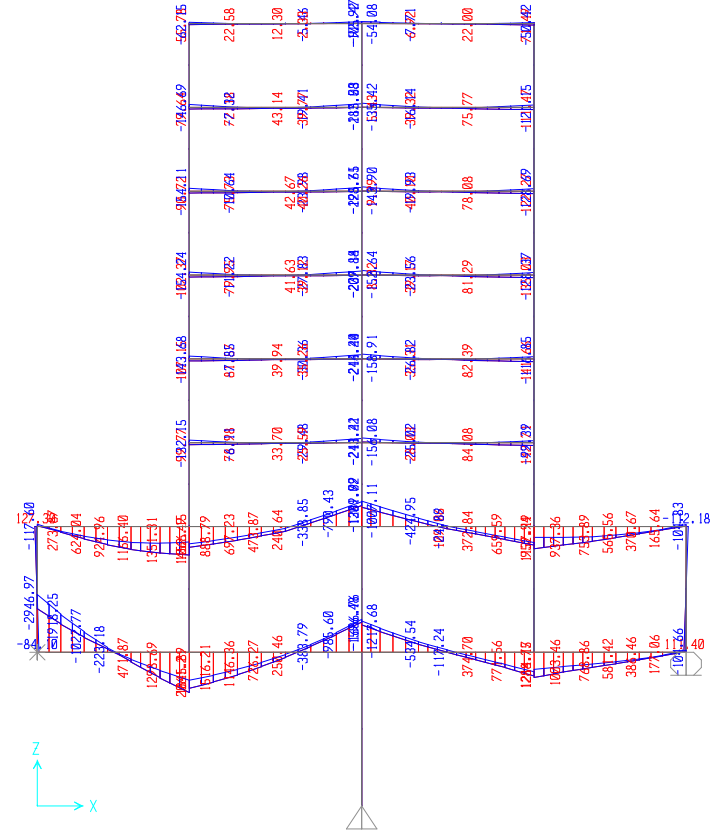
Y=12,91



Y=14,97



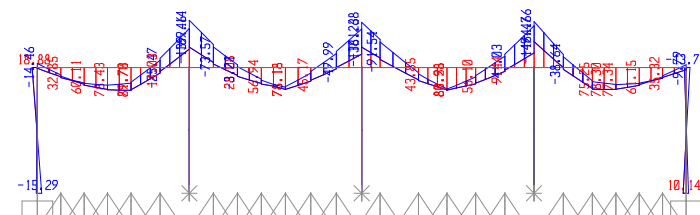
Y=17,295



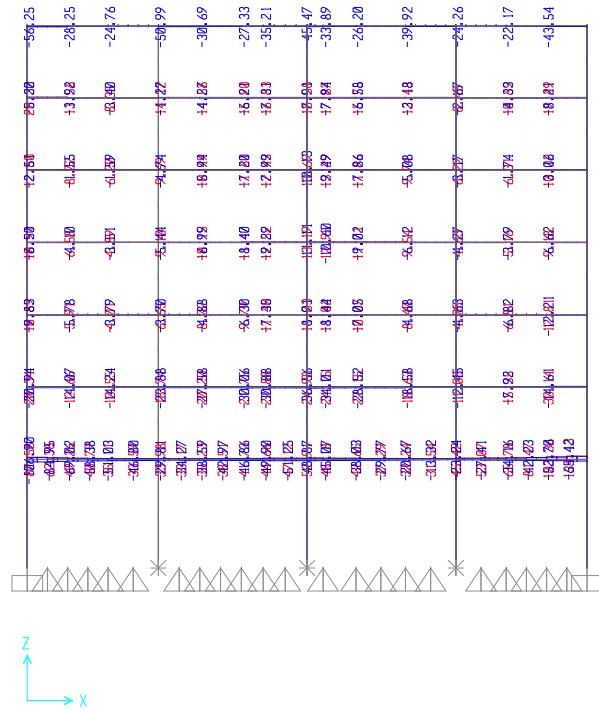
Y=19,62



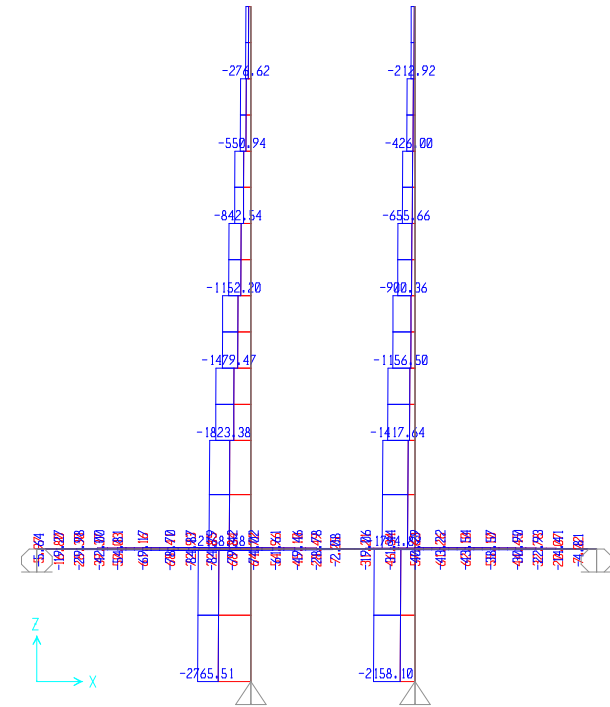
Y=24,62



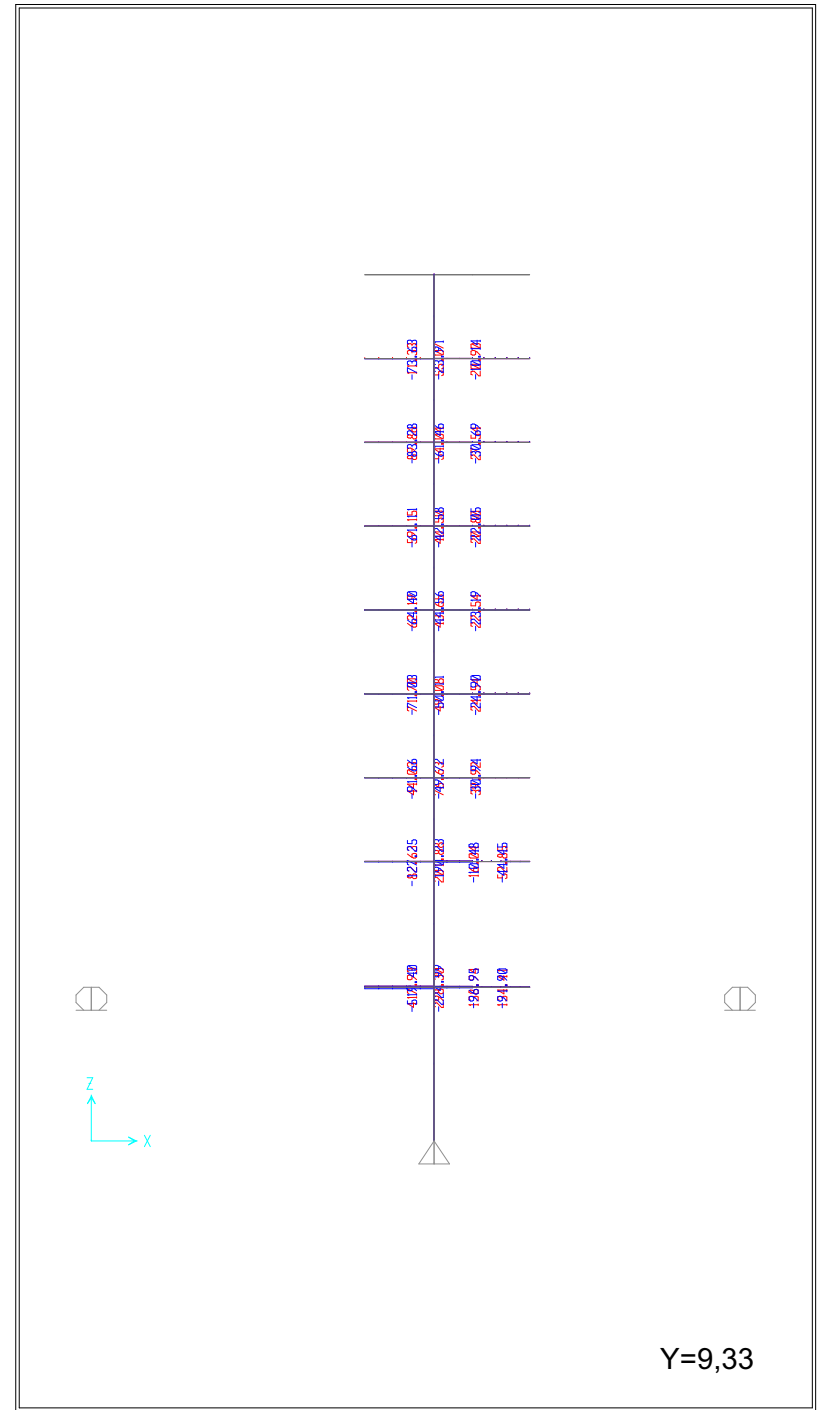
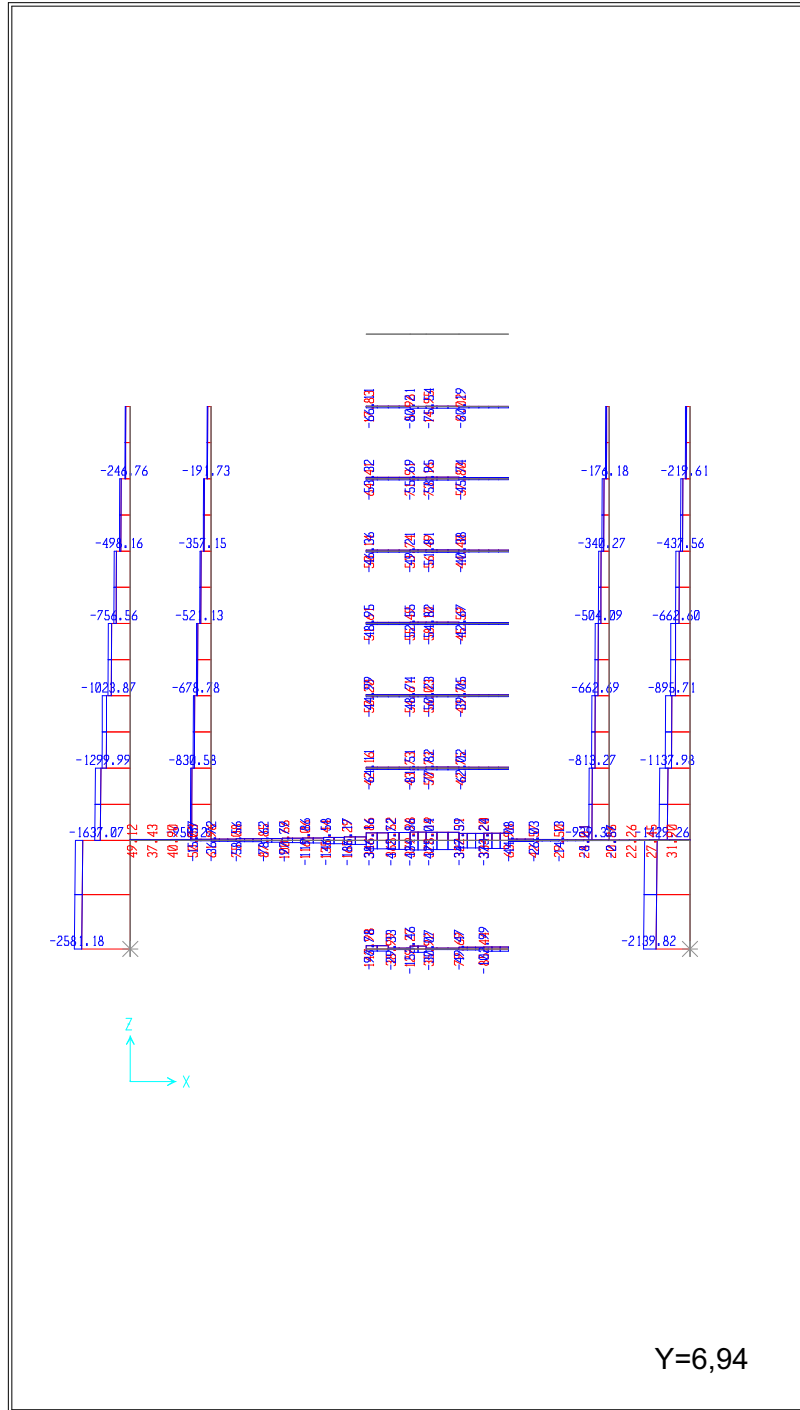
Y=29,47

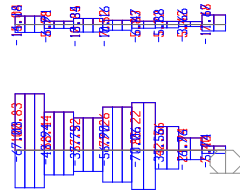


Y=0

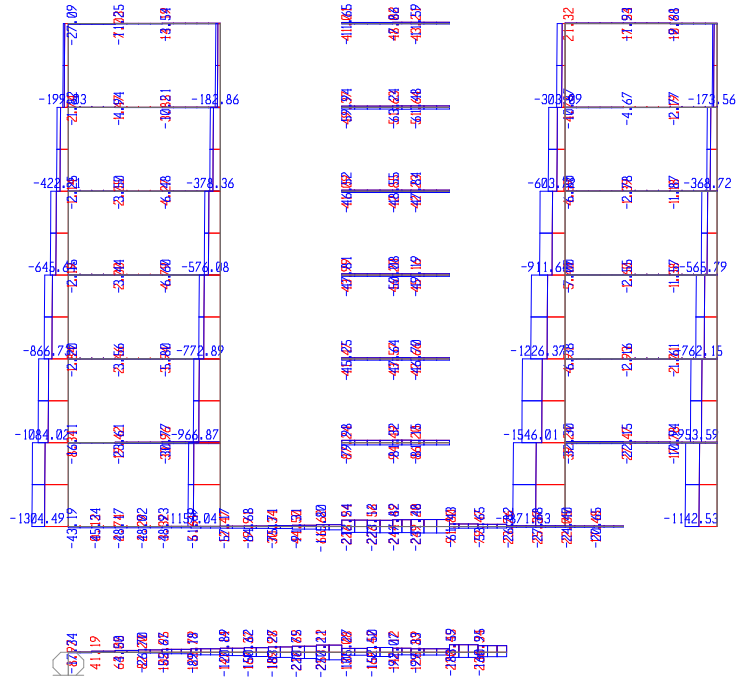


Y=4.68

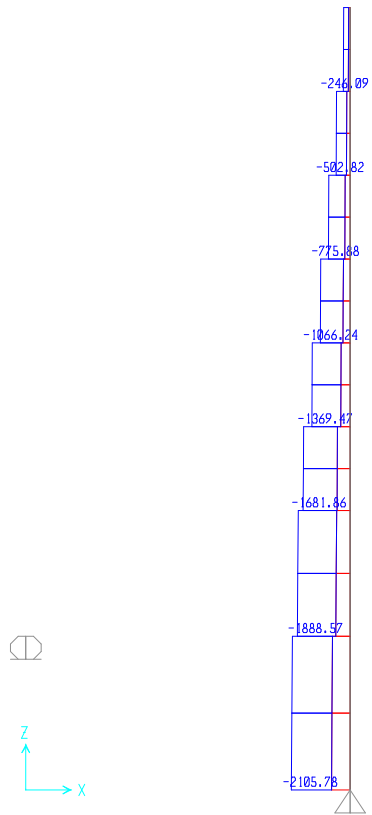




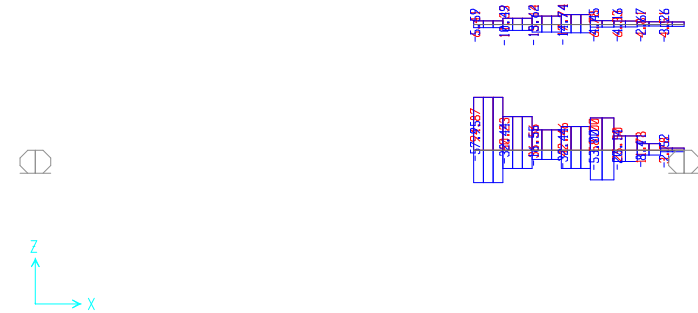
Y=11,12



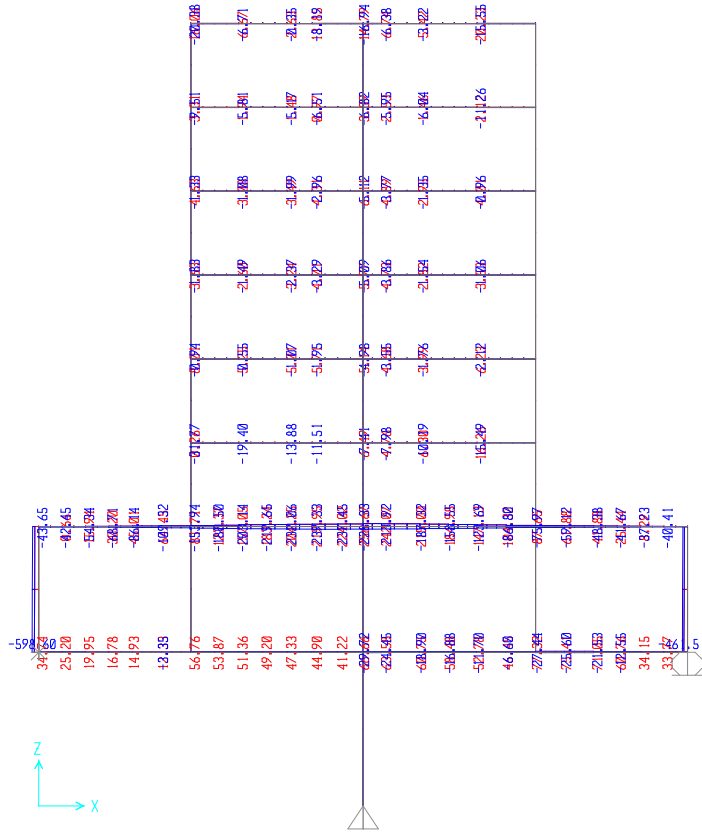
Y=12,91



Y=14,97



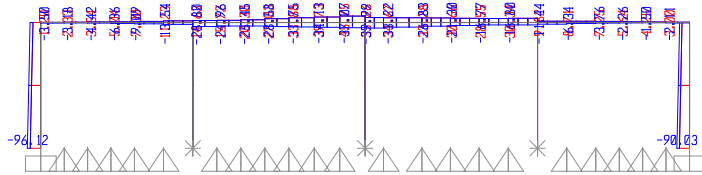
Y=17,295



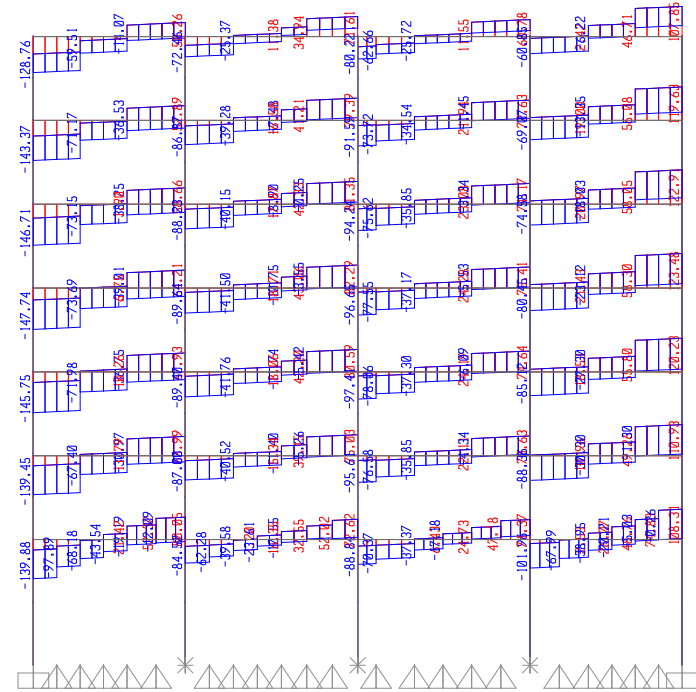
Y=19,62



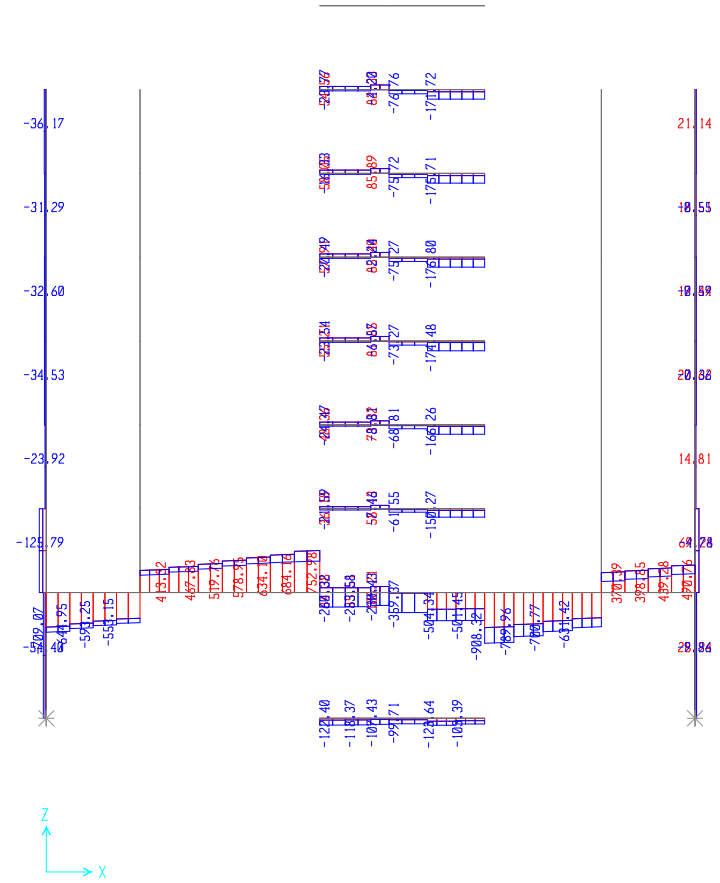
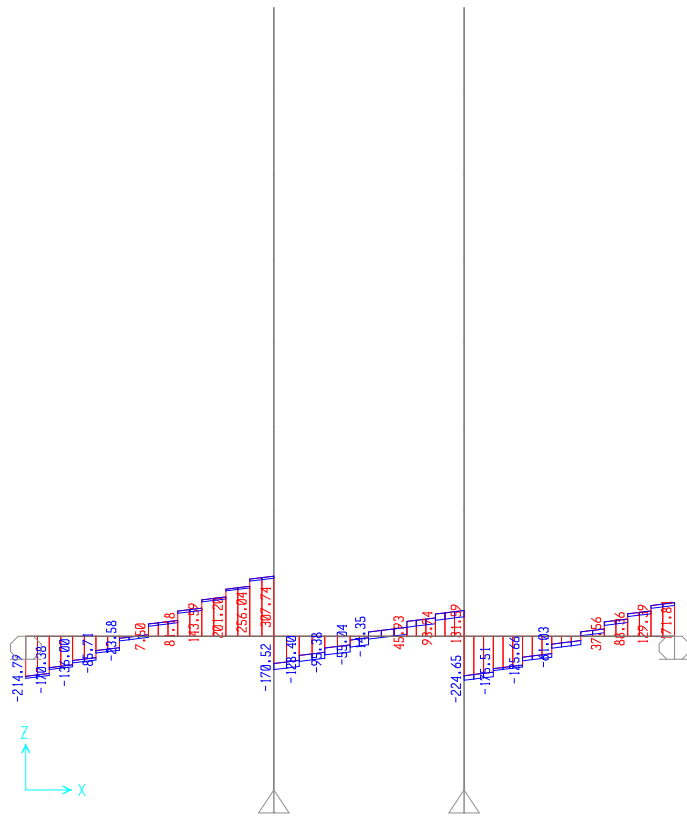
Y=24,62

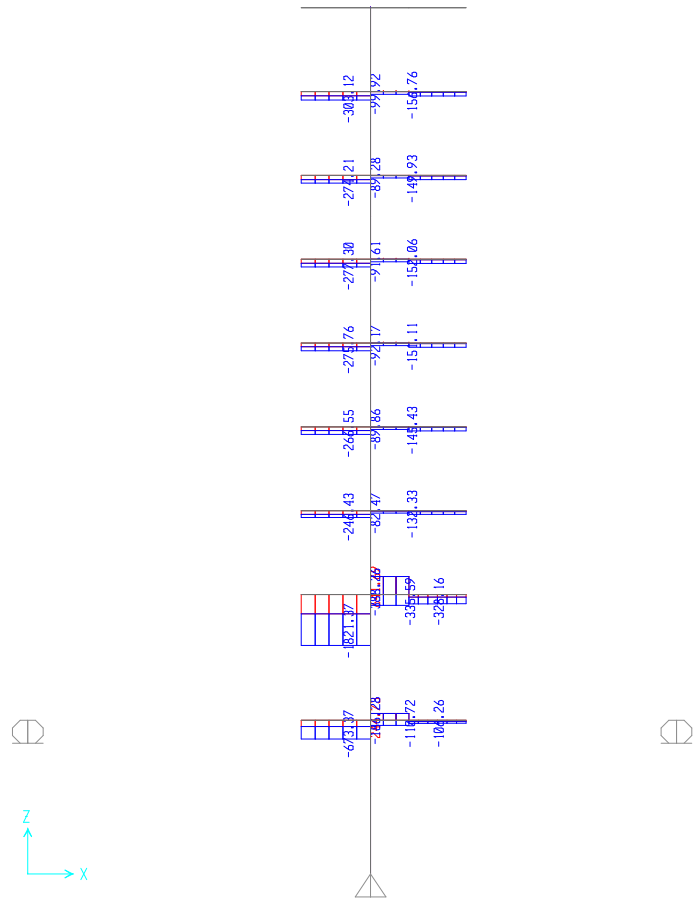


Y=29,47



Y=0

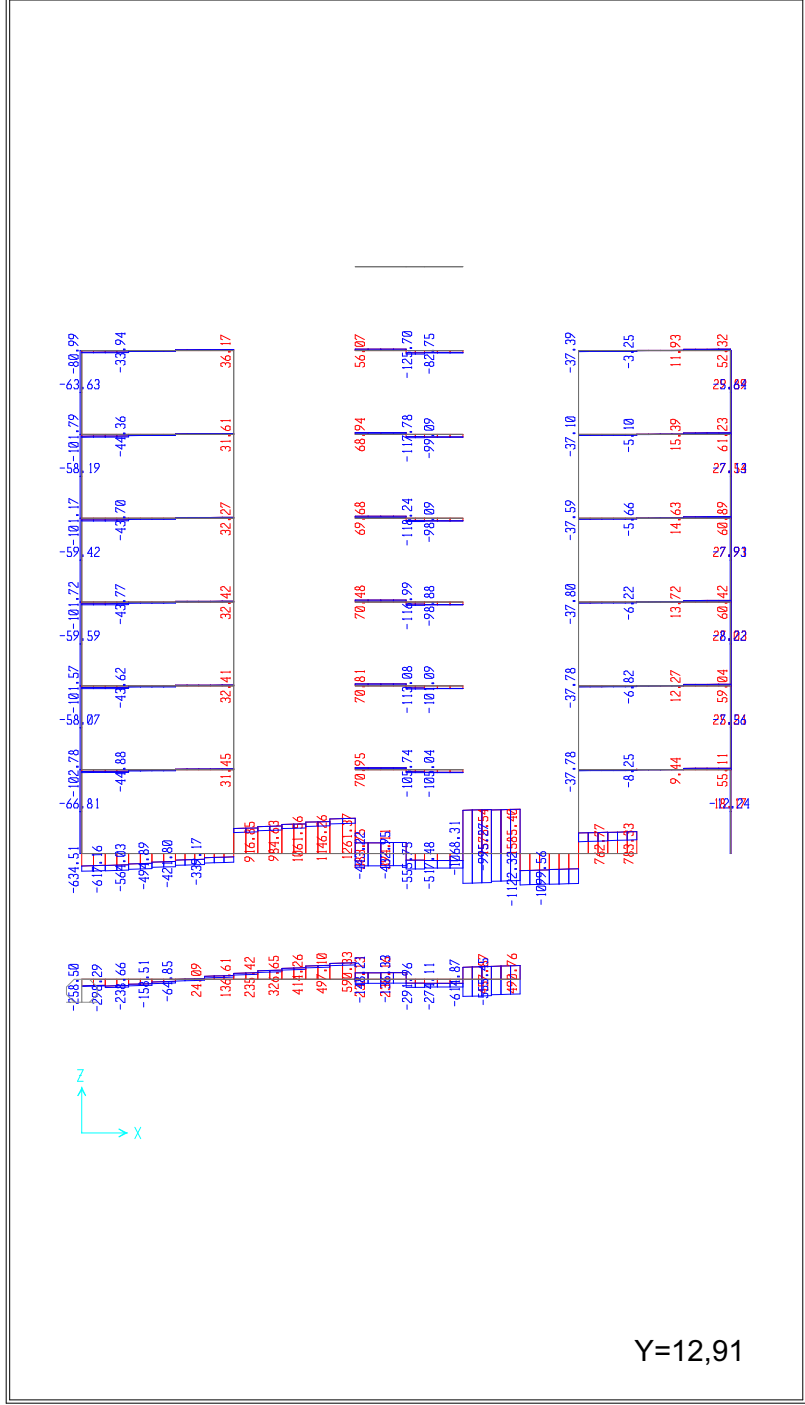




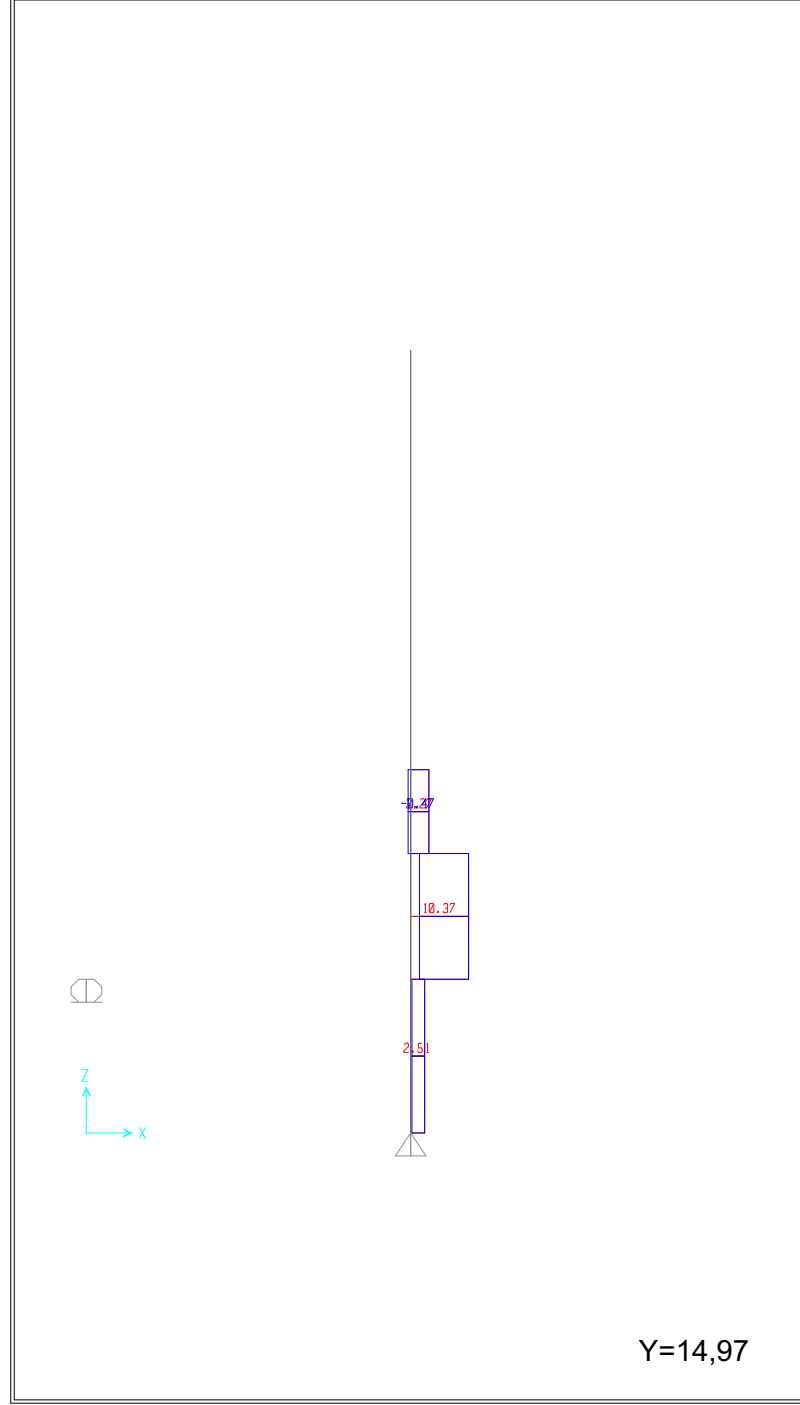
Y=9,33



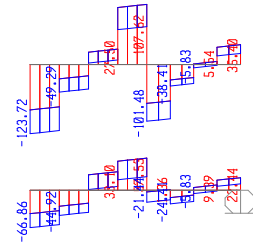
Y=11,12



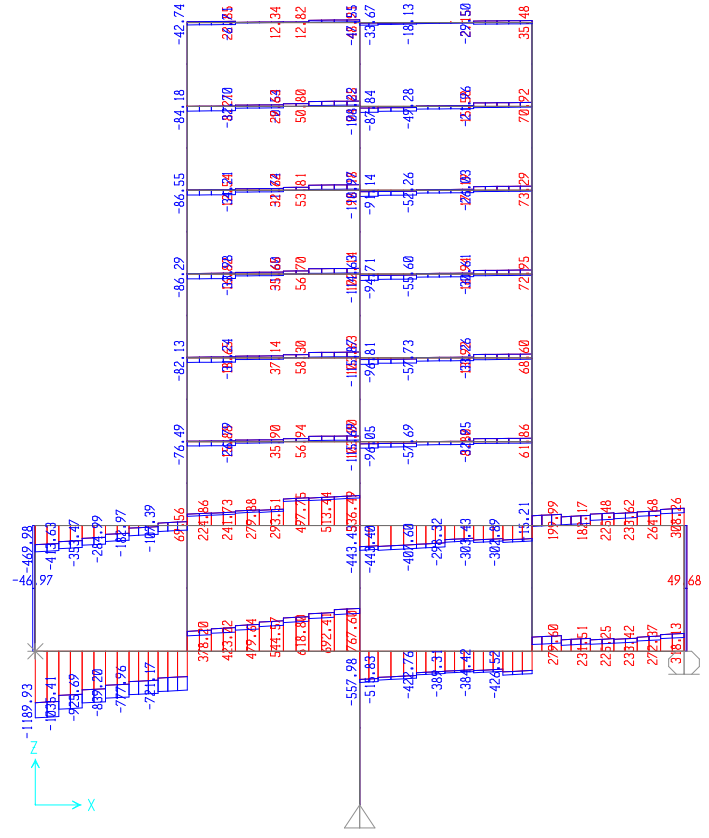
Y=12,91



Y=14,97



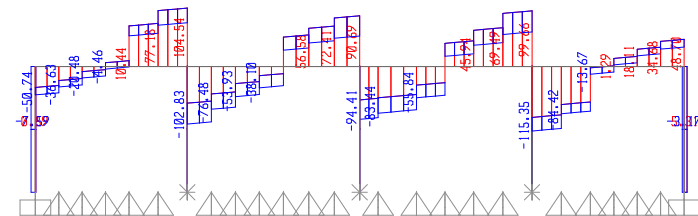
Y=17,295



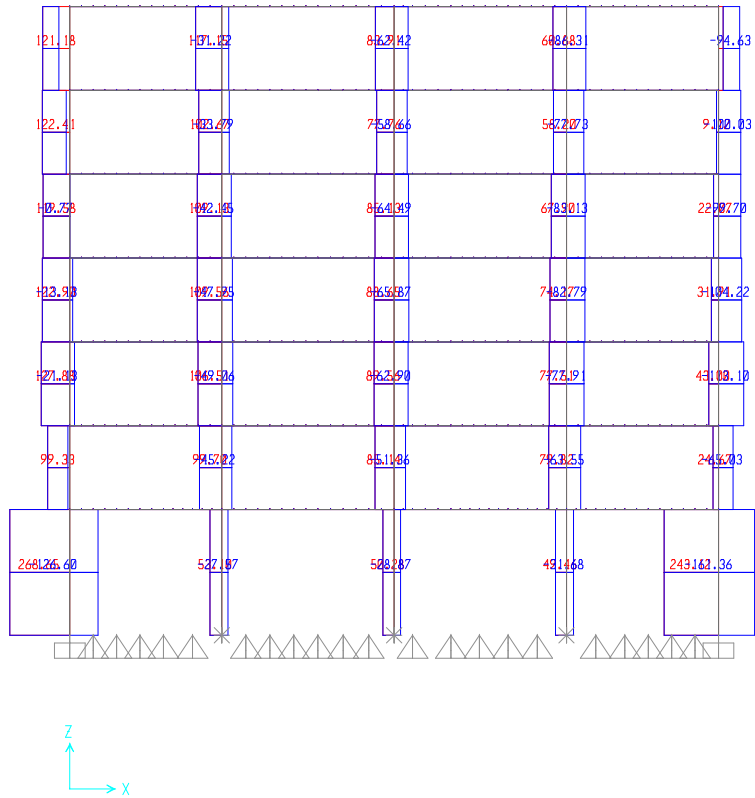
Y=19,62



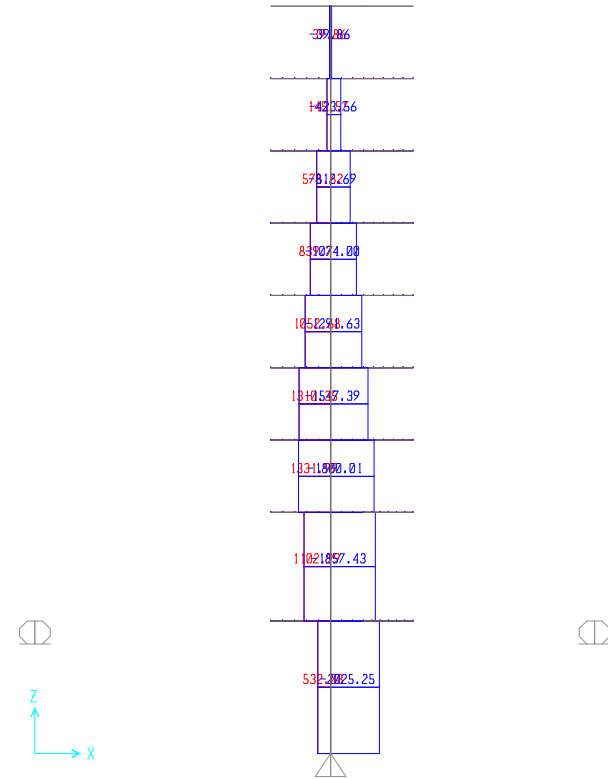
Y=24,62



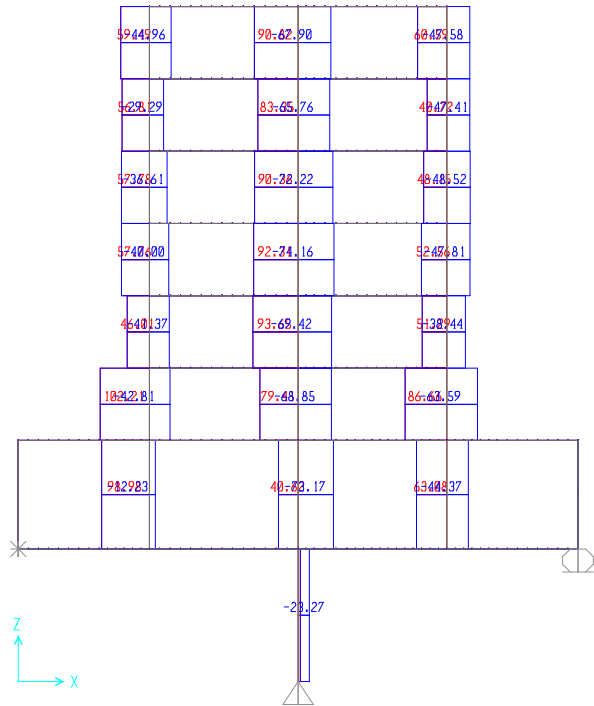
Y=29,47



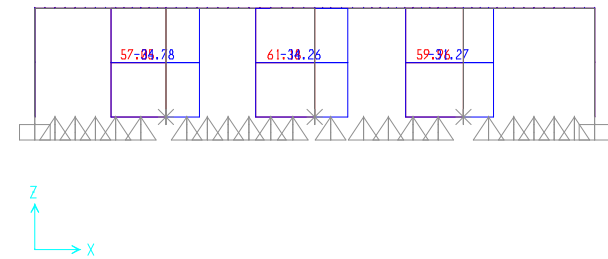
Y=0



Y=9,33



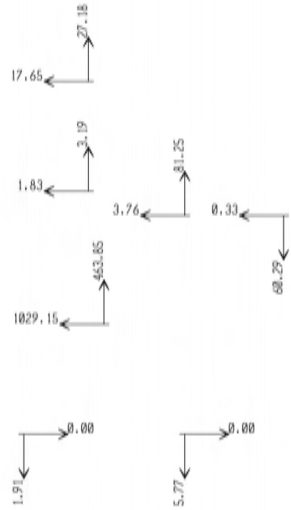
Y=19,62



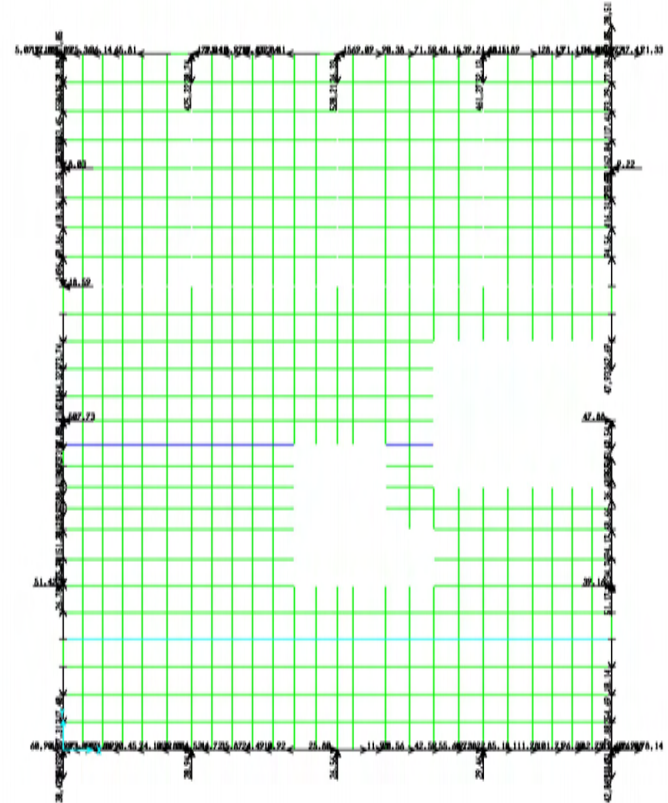
Y=29,47



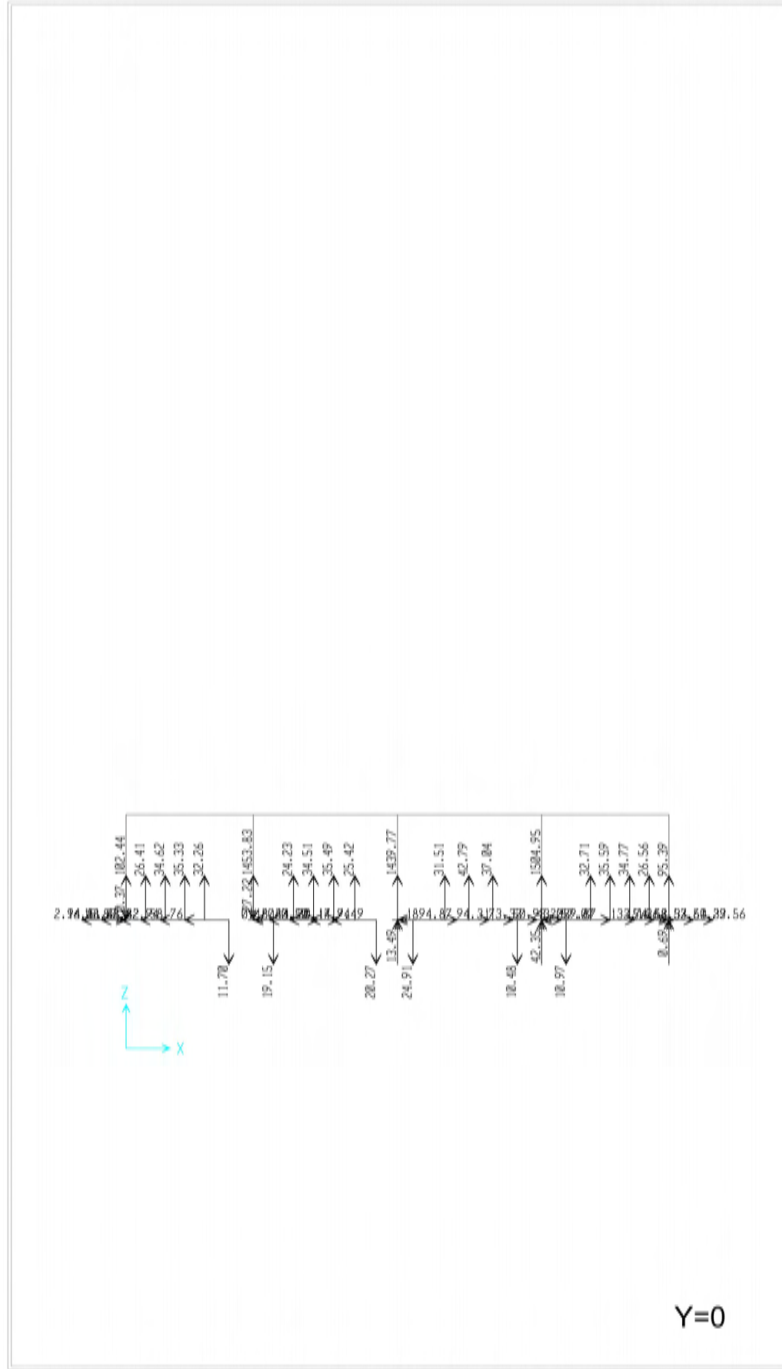
Anexo XIII – Reações nas fundações



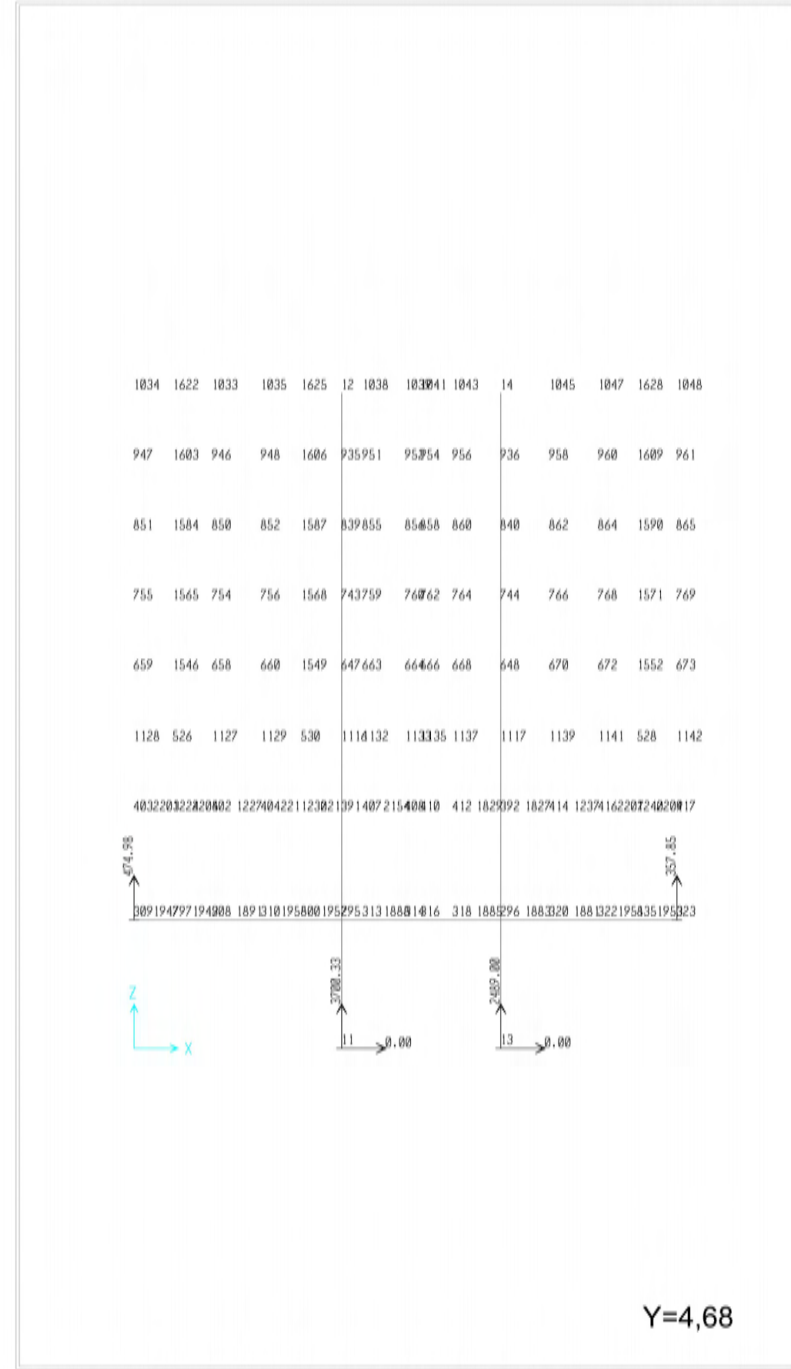
Z=0



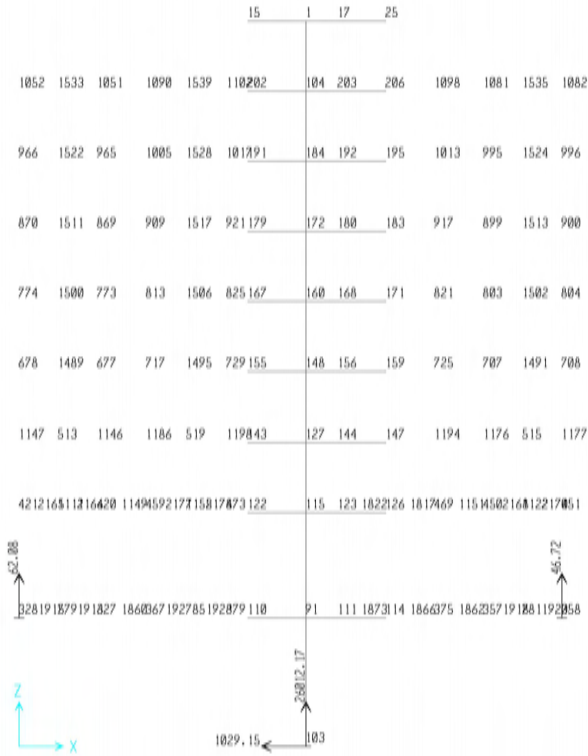
Z=5,5



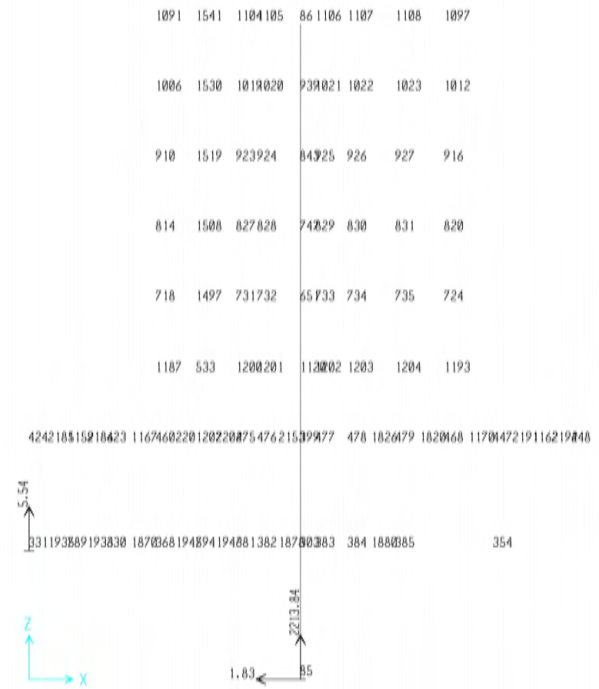
Y=0



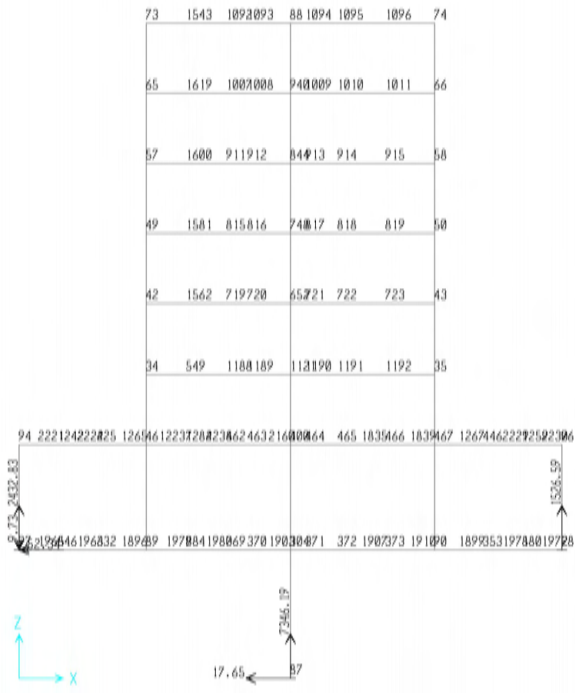
Y=4,68



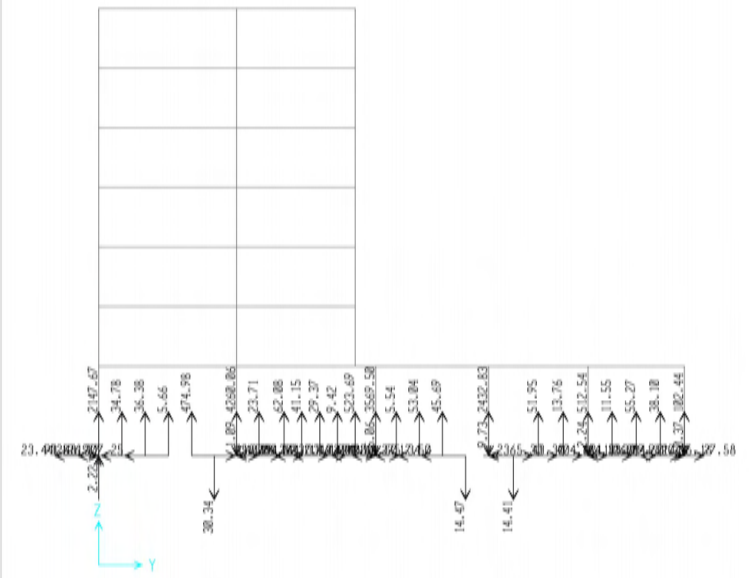
Y=9,33



Y=14,97



Y=19,62

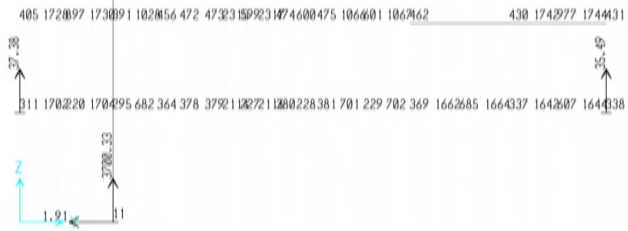


X=0

```

10326924526942 1479087101110272083722102619104626332624092
94926424142644351437002016101768043680186130182666442668007
853251237251483913990692092125503985922245923253640053911
757246233024644313581082482525035502262446272486135048015
66123722023744713117147287292418318410302362312396316239719
1130072122001110271118319711906324956511927312000952504971188

```



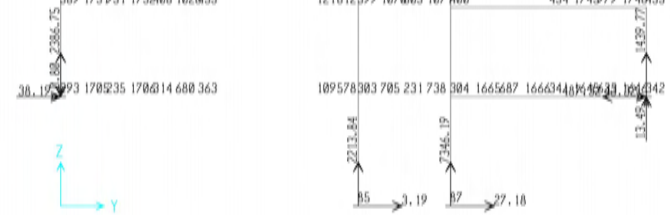
X=8,88

30 9

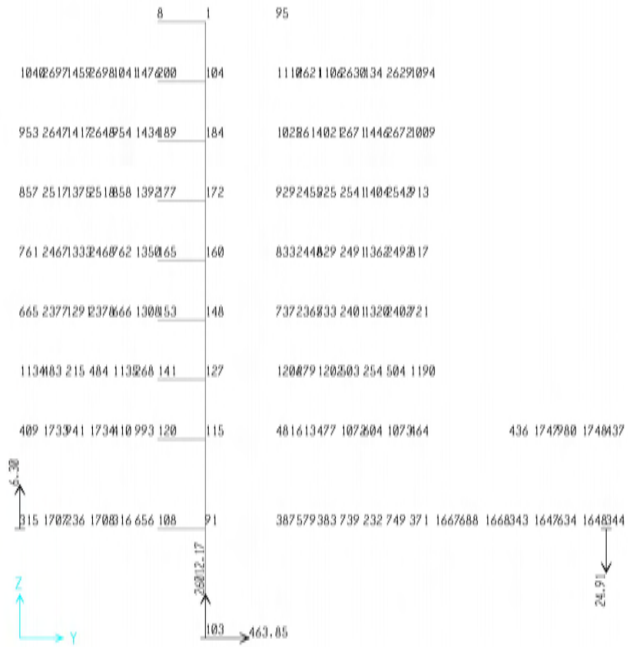
```

4 269545826961039477086 20126286 262708 26288
93326454126449521435001 190261339266944267040
8372515137451056139305 1782454432539140254044
74124653324668135809 166244747248936249048
645237529037664130713 154236451239931840052
1114912144021132691182 1422701120012535021121
3091731931173208102655 121612399107003107800 4341749791746435
301952931705235170014680363 109578303705231738304166568716663440460401004542

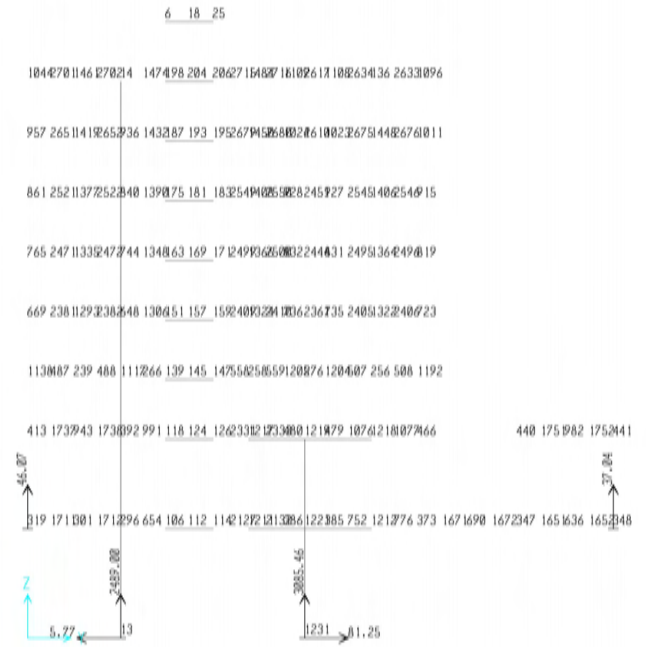
```



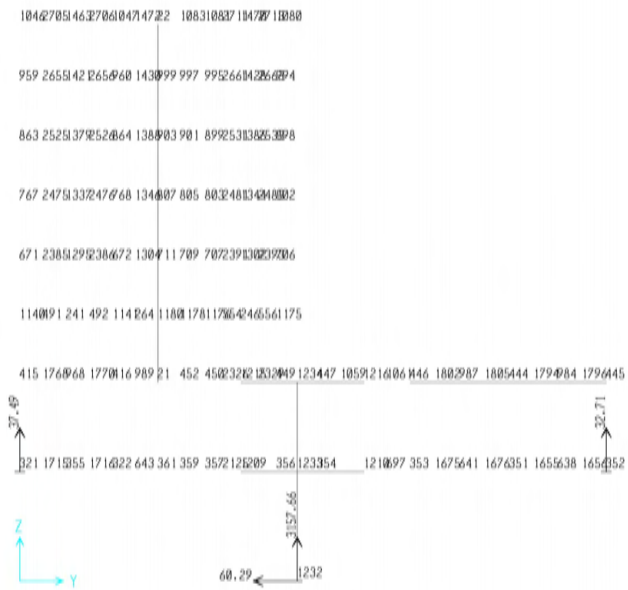
X=11,61



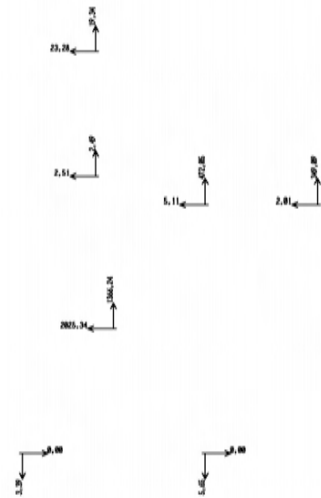
X=12,27



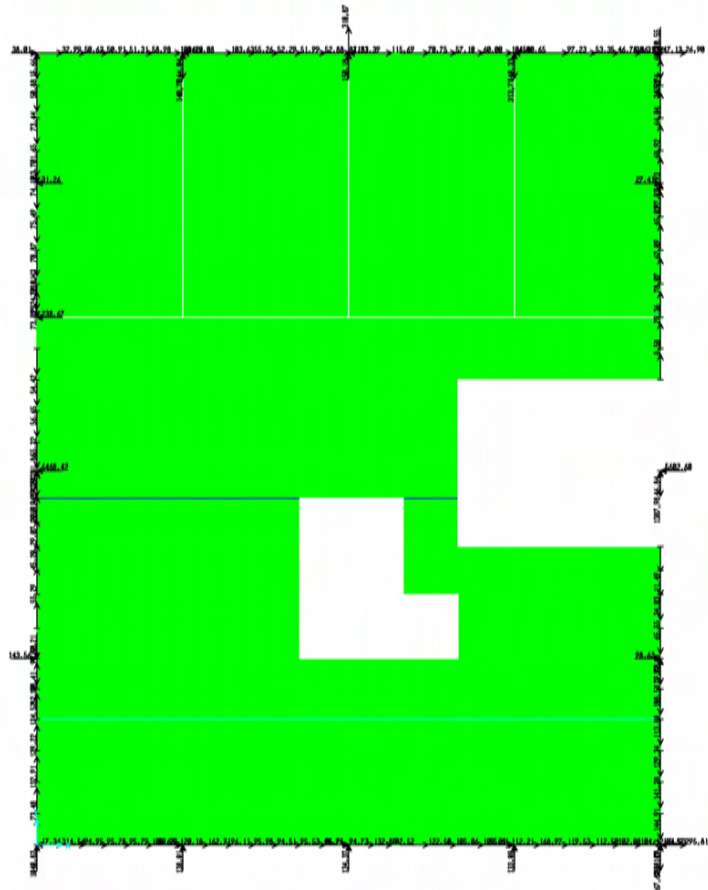
X=15,69



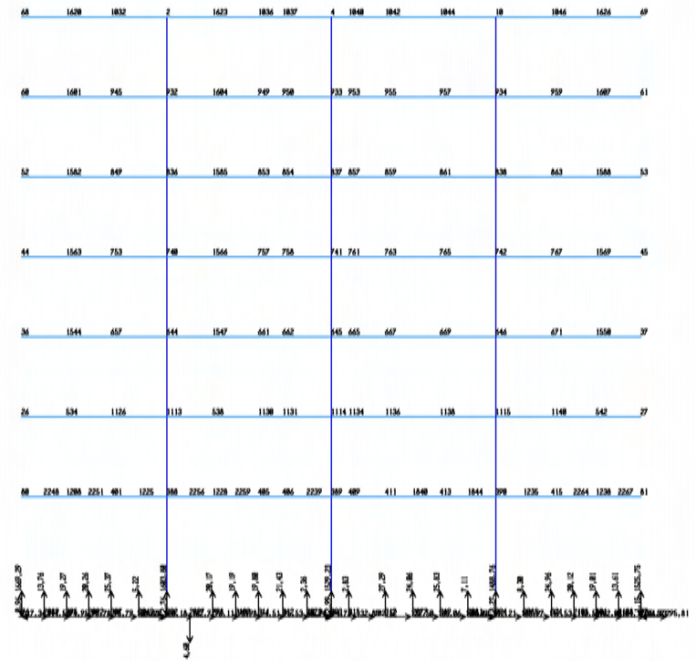
X=19,87



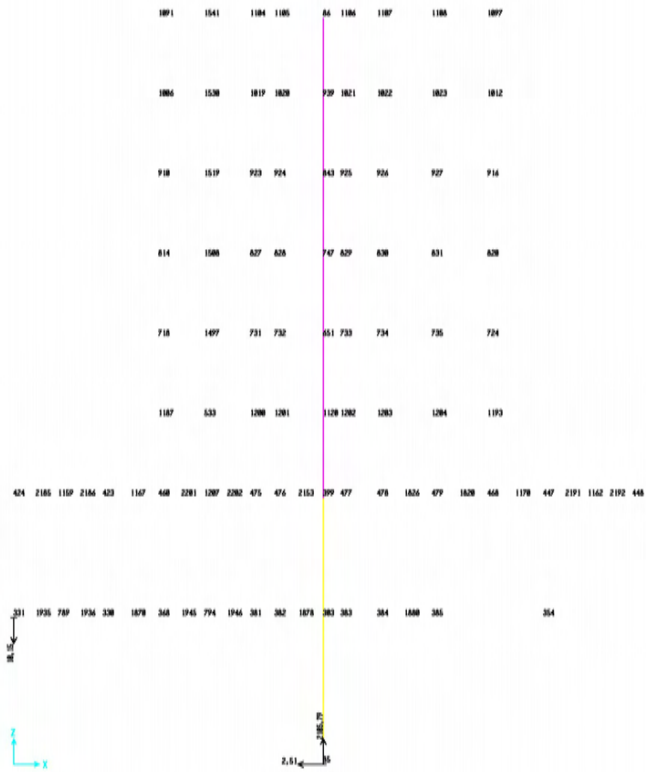
Z=0



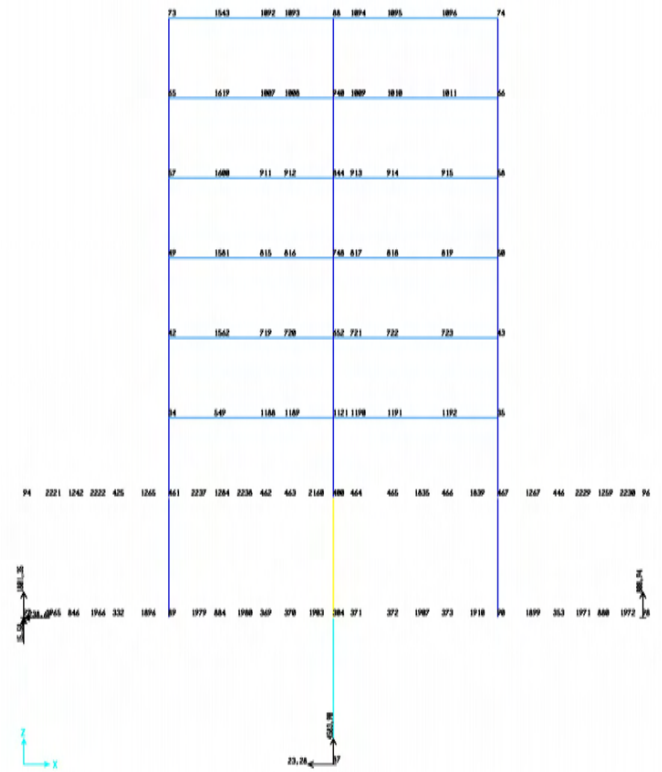
Z=5,5



Y=0



Y=14,97



Y=19,62



Anexo XIV – Análise modal

TABLE: Base Reactions

OutputCase	CaseType	StepType	StepNum	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX
Text	Text	Text	Unitless	KN	KN	KN	KN-m
MODAL	LinModal	Mode	1	-1865,347	107,52	-38,083	-2888,7796
MODAL	LinModal	Mode	2	-570,933	447,17	-6,082	-10300,0435
MODAL	LinModal	Mode	3	347,053	3005,576	-9,257	-69471,5002
MODAL	LinModal	Mode	4	3426,17	1356,832	-47,589	-13130,3308
MODAL	LinModal	Mode	5	14017,707	21,461	-34,748	-4590,1361
MODAL	LinModal	Mode	6	-204,971	9222,508	24015,752	377293,915
MODAL	LinModal	Mode	7	459,321	7717,955	-27295,05	-250282,325
MODAL	LinModal	Mode	8	77,725	22712,283	669,844	-299977,158
MODAL	LinModal	Mode	9	-253,579	3777,537	3378,049	-13114,1373
MODAL	LinModal	Mode	10	-829,629	3445,31	-16164,994	-349983,37
MODAL	LinModal	Mode	11	-4085,249	-1027,63	8377,955	143371,8833
MODAL	LinModal	Mode	12	8183,507	725,436	-28149,449	-199253,438
MODAL	LinModal	Mode	13	-6772,798	-1550,932	-33925,784	-149320,317
MODAL	LinModal	Mode	14	-1519,177	1191,762	-3814,396	-146970,437
MODAL	LinModal	Mode	15	-3440,697	678,525	-10532,994	-212655,73
MODAL	LinModal	Mode	16	-17695,417	636,604	-2473,155	5151,1928
MODAL	LinModal	Mode	17	-2516,126	-1471,991	11379,389	142551,2859
MODAL	LinModal	Mode	18	-6442,282	657,66	15110,147	118245,5984
MODAL	LinModal	Mode	19	2860,381	-1936,635	-4138,648	106079,8452
MODAL	LinModal	Mode	20	-72,579	-1007,652	-3123,042	20532,4737
MODAL	LinModal	Mode	21	294,135	-814,73	-1626,532	16777,3683
MODAL	LinModal	Mode	22	-139,147	525,095	1099,449	-10419,4
MODAL	LinModal	Mode	23	208,151	-390,68	-396,07	7261,3531
MODAL	LinModal	Mode	24	23,511	-212,22	606,453	-1505,8956
MODAL	LinModal	Mode	25	111,533	-906,292	-2100,226	-12977,04
MODAL	LinModal	Mode	26	-2193,834	-2339,009	-33393,266	-298146,711
MODAL	LinModal	Mode	27	-1206,443	-253,704	5147,209	20443,3351
MODAL	LinModal	Mode	28	1599,454	-184,576	4254,261	90941,8658
MODAL	LinModal	Mode	29	1633,932	409,137	-7228,665	-65394,4841
MODAL	LinModal	Mode	30	208,389	-917,958	358,119	33946,1365
MODAL	LinModal	Mode	31	841,647	-945,891	-12737,839	-231875,51
MODAL	LinModal	Mode	32	464,617	-2285,958	-5642,082	-60174,1428
MODAL	LinModal	Mode	33	409,269	-1184,337	-3561,023	-54130,4632
MODAL	LinModal	Mode	34	-627,417	-1043,664	-6003,65	-167322,856
MODAL	LinModal	Mode	35	297,581	-3545,165	-7121,745	-319419,07
MODAL	LinModal	Mode	36	-8118,935	7067,395	6602,551	103471,9017
MODAL	LinModal	Mode	37	5707,137	-5746,578	12576,981	379070,1107
MODAL	LinModal	Mode	38	-360,525	201,247	919,324	16568,0276
MODAL	LinModal	Mode	39	-2402,528	-1925,913	1494,847	-35058,2697
MODAL	LinModal	Mode	40	945,851	-614,351	904,584	36425,9202
MODAL	LinModal	Mode	41	267,723	-1844,906	-3102,997	-79119,2337
MODAL	LinModal	Mode	42	-451,591	6648,899	9017,784	176301,1757
MODAL	LinModal	Mode	43	3546,21	3255,215	1606,756	-11723,2858
MODAL	LinModal	Mode	44	2837,905	17607,109	6236,09	-155429,665
MODAL	LinModal	Mode	45	22,322	41965,217	-3991,976	-435548,9
MODAL	LinModal	Mode	46	378,137	2134,384	316,807	-21626,0911
MODAL	LinModal	Mode	47	292,233	-2978,379	-530,989	27365,752

TABLE: Base Reactions

OutputCase	CaseType	StepType	StepNum	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX
Text	Text	Text	Unitless	KN	KN	KN	KN-m
MODAL	LinModal	Mode	48	430,796	-47243,015	11800,336	498403,683
MODAL	LinModal	Mode	49	1039,586	10826,941	-1189,471	-115618,876
MODAL	LinModal	Mode	50	1049,501	-18711,647	-13556,34	109889,906
ELU-SC	Combination			0,0001659	4,915E-09	85105,178	936009,6651
ELU-Sismo1	Combination	Max		2602,805	2810,547	53258,775	644998,0088
ELU-Sismo1	Combination	Min		-2602,805	-2810,547	52982,009	527142,4657
ELU-Sismo2	Combination	Max		1680,215	1827,263	53264,897	615912,6534
ELU-Sismo2	Combination	Min		-1680,215	-1827,263	52975,887	556227,821
CQP + PE	Combination			0,0001664	8,19E-09	53120,392	586070,2391

TABLE: Base Reactions

OutputCase	GlobalMY	GlobalMZ	OutputCase	GlobalMY	GlobalMZ
Text	KN-m	KN-m	Text	KN-m	KN-m
MODAL	-40933,1852	21960,8476	MODAL	3237,276	-669775
MODAL	-12061,4647	-6145,9186	MODAL	8533,209	172759,6
MODAL	7698,357	36844,8006	MODAL	52090,95	-315966
MODAL	24821,432	-105616,553	ELU-SC	-988736	-0,00016
MODAL	92196,7154	-150747,514	ELU-Sismo:	-569189	44501,92
MODAL	-249304,824	111981,5537	ELU-Sismo:	-668703	-44501,9
MODAL	161603,2068	104390,0221	ELU-Sismo:	-593841	29883,32
MODAL	59002,7873	272877,1446	ELU-Sismo:	-644051	-29883,3
MODAL	-133072,446	58281,0918	CQP + PE	-618992	-0,00017
MODAL	183431,7881	89473,3661			
MODAL	-109837,313	103821,8436			
MODAL	514331,5878	-352245,73			
MODAL	535316,9352	248786,7312			
MODAL	10854,6358	68944,1994			
MODAL	225069,9951	97795,8161			
MODAL	-126112,204	265080,3028			
MODAL	-208985,386	-1433,4991			
MODAL	-126208,462	119970,1207			
MODAL	17356,7763	-68660,8567			
MODAL	-6192,3704	-21048,338			
MODAL	-15475,1477	-17056,3719			
MODAL	13815,8087	11559,3			
MODAL	-11939,7567	-5576,8062			
MODAL	10851,4216	-9050,2077			
MODAL	106048,0296	-11634,9893			
MODAL	540518,1131	32608,3088			
MODAL	-101117,209	62869,7004			
MODAL	-108670,803	-14260,2301			
MODAL	25756,3971	-20977,831			
MODAL	-3412,218	21450,6341			
MODAL	118487,9656	-63165,3578			
MODAL	64121,0945	1731,1573			
MODAL	44084,047	3037,8831			
MODAL	75090,3213	-42388,1244			
MODAL	72313,7982	20339,2965			
MODAL	-77166,3035	-295721,027			
MODAL	-135248,766	191813,9981			
MODAL	-10916,2002	-10148,3854			
MODAL	-24189,2785	-108601,367			
MODAL	-9856,492	35226,9391			
MODAL	36241,0284	-21978,1666			
MODAL	-121162,315	56132,5767			
MODAL	75593,7566	79764,523			
MODAL	41043,9987	292669,6157			
MODAL	129596,7714	540586,4098			
MODAL	6723,4963	37311,2376			
MODAL	4034,3577	-41982,9952			

TABLE: Modal Load Participation Ratios

OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic
Text	Text	Text	Percent	Percent
MODAL	Acceleration	UX	99,9252	81,8626
MODAL	Acceleration	UY	99,8242	76,7652
MODAL	Acceleration	UZ	94,5657	67,1803

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1,064169	0,54062	0,00181	0,00023	0,54062
MODAL	Mode	2	0,991676	0,03819	0,02362	0,000004397	0,57882
MODAL	Mode	3	0,813966	0,00641	0,48426	0,000004622	0,58522
MODAL	Mode	4	0,305525	0,01239	0,00196	0,000002424	0,59761
MODAL	Mode	5	0,293861	0,17752	4,198E-07	0,000001106	0,77514
MODAL	Mode	6	0,213856	0,00001065	0,02173	0,14823	0,77515
MODAL	Mode	7	0,211128	0,00005079	0,01445	0,18189	0,7752
MODAL	Mode	8	0,20938	0,000001407	0,12108	0,00011	0,7752
MODAL	Mode	9	0,20334	0,00001331	0,00298	0,0024	0,77521
MODAL	Mode	10	0,185185	0,00009809	0,0017	0,03776	0,77531
MODAL	Mode	11	0,184403	0,00234	0,00015	0,00997	0,77765
MODAL	Mode	12	0,170338	0,00683	0,00005413	0,08197	0,78448
MODAL	Mode	13	0,167406	0,00436	0,00023	0,11107	0,78884
MODAL	Mode	14	0,16449	0,0002	0,00013	0,00131	0,78905
MODAL	Mode	15	0,158054	0,0009	0,00003509	0,00851	0,78994
MODAL	Mode	16	0,155019	0,02191	0,00002858	0,00043	0,81185
MODAL	Mode	17	0,153197	0,00042	0,00015	0,00876	0,81227
MODAL	Mode	18	0,149988	0,00254	0,00002674	0,0142	0,81482
MODAL	Mode	19	0,142153	0,0004	0,00019	0,00086	0,81522
MODAL	Mode	20	0,138799	2,368E-07	0,00004603	0,00044	0,81522
MODAL	Mode	21	0,136007	0,000003583	0,00002774	0,00011	0,81523
MODAL	Mode	22	0,135277	7,839E-07	0,00001128	0,00004978	0,81523
MODAL	Mode	23	0,134372	0,00000171	0,000006084	0,000006291	0,81523
MODAL	Mode	24	0,133737	2,135E-08	0,000001761	0,00001445	0,81523
MODAL	Mode	25	0,131624	4,535E-07	0,0000301	0,00016	0,81523
MODAL	Mode	26	0,129261	0,00016	0,00019	0,03825	0,81539
MODAL	Mode	27	0,126215	0,00004475	0,000001996	0,00083	0,81544
MODAL	Mode	28	0,125563	0,00007704	0,000001035	0,00055	0,81551
MODAL	Mode	29	0,124996	0,00007896	0,000004989	0,00157	0,81559
MODAL	Mode	30	0,123864	0,000001238	0,00002423	0,000003712	0,81559
MODAL	Mode	31	0,123472	0,00001995	0,0000254	0,00463	0,81561
MODAL	Mode	32	0,123063	0,000005999	0,00015	0,0009	0,81562
MODAL	Mode	33	0,122414	0,000004558	0,00003846	0,00035	0,81563
MODAL	Mode	34	0,121596	0,00001043	0,00002908	0,00097	0,81564
MODAL	Mode	35	0,121462	0,000002336	0,00033	0,00136	0,81564
MODAL	Mode	36	0,119151	0,00161	0,00123	0,00108	0,81725
MODAL	Mode	37	0,118302	0,00077	0,00079	0,00381	0,81802
MODAL	Mode	38	0,117549	0,000003007	9,424E-07	0,00001983	0,81802
MODAL	Mode	39	0,117175	0,00013	0,0000854	0,00005175	0,81816
MODAL	Mode	40	0,117006	0,00002032	0,000008642	0,00001884	0,81818
MODAL	Mode	41	0,116852	0,000001617	0,0000775	0,00022	0,81818
MODAL	Mode	42	0,115182	0,00000435	0,00095	0,00176	0,81818
MODAL	Mode	43	0,112452	0,00024	0,00021	0,00005069	0,81843
MODAL	Mode	44	0,112087	0,00015	0,00598	0,00075	0,81858
MODAL	Mode	45	0,111748	9,395E-09	0,03354	0,00031	0,81858
MODAL	Mode	46	0,111273	0,000002658	0,00008525	0,000001896	0,81858
MODAL	Mode	47	0,110664	0,000001551	0,00016	0,000005196	0,81858

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	48	0,110624	0,000003371	0,04082	0,00256	0,81859
MODAL	Mode	49	0,110413	0,00001947	0,00213	0,00002584	0,81861
MODAL	Mode	50	0,109358	0,0000191	0,00612	0,00323	0,81863

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

OutputCase	SumUY	SumUZ	OutputCase	SumUY	SumUZ
Text	Unitless	Unitless	Text	Unitless	Unitless
MODAL	0,00181	0,00023	MODAL	0,75941	0,66855
MODAL	0,02543	0,00023	MODAL	0,76154	0,66857
MODAL	0,50968	0,00024	MODAL	0,76765	0,6718
MODAL	0,51164	0,00024			
MODAL	0,51164	0,00024			
MODAL	0,53337	0,14847			
MODAL	0,54782	0,33036			
MODAL	0,6689	0,33047			
MODAL	0,67188	0,33287			
MODAL	0,67358	0,37063			
MODAL	0,67373	0,3806			
MODAL	0,67378	0,46257			
MODAL	0,67402	0,57364			
MODAL	0,67414	0,57495			
MODAL	0,67418	0,58346			
MODAL	0,67421	0,58389			
MODAL	0,67435	0,59266			
MODAL	0,67438	0,60685			
MODAL	0,67457	0,60771			
MODAL	0,67461	0,60816			
MODAL	0,67464	0,60827			
MODAL	0,67465	0,60832			
MODAL	0,67466	0,60833			
MODAL	0,67466	0,60834			
MODAL	0,67469	0,6085			
MODAL	0,67487	0,64676			
MODAL	0,67488	0,64758			
MODAL	0,67488	0,64813			
MODAL	0,67488	0,6497			
MODAL	0,67491	0,64971			
MODAL	0,67493	0,65434			
MODAL	0,67508	0,65524			
MODAL	0,67512	0,65559			
MODAL	0,67515	0,65655			
MODAL	0,67548	0,65791			
MODAL	0,67671	0,65899			
MODAL	0,6775	0,6628			
MODAL	0,6775	0,66282			
MODAL	0,67759	0,66287			
MODAL	0,67759	0,66289			
MODAL	0,67767	0,66311			
MODAL	0,67862	0,66487			
MODAL	0,67883	0,66492			
MODAL	0,68481	0,66567			
MODAL	0,71834	0,66598			
MODAL	0,71843	0,66598			
MODAL	0,71859	0,66599			

TABLE: Modal Participation Factors

OutputCase	StepNum	Period	UX	UY	UZ	ModalMass	ModalStiff
Text	Unitless	Sec	KN-s2	KN-s2	KN-s2	KN-m-s2	KN-m
MODAL	1	1,064169	-53,508342	3,084268	-1,092406	1	34,86087
MODAL	2	0,991676	-14,222145	11,139186	-0,151522	1	40,14396
MODAL	3	0,813966	5,824366	50,440647	-0,155361	1	59,58639
MODAL	4	0,305525	8,101084	3,208206	-0,112513	1	422,92741
MODAL	5	0,293861	30,662142	0,046962	-0,075982	1	457,16675
MODAL	6	0,213856	-0,237466	10,683878	27,821346	1	863,21268
MODAL	7	0,211128	0,518617	8,71426	-30,818815	1	885,66287
MODAL	8	0,20938	0,08632	25,221494	0,743841	1	900,51281
MODAL	9	0,20334	-0,265543	3,956353	3,538002	1	954,80805
MODAL	10	0,185185	-0,720749	2,992778	-14,042059	1	1151,19277
MODAL	11	0,184403	-3,518747	-0,885128	7,21637	1	1160,9798
MODAL	12	0,170338	6,014553	0,533279	-20,688696	1	1360,61951
MODAL	13	0,167406	-4,807859	-1,100888	-24,08315	1	1408,69311
MODAL	14	0,16449	-1,041303	0,816736	-2,614412	1	1459,08314
MODAL	15	0,158054	-2,177187	0,429362	-6,665159	1	1580,33804
MODAL	16	0,155019	-10,771426	0,387501	-1,505504	1	1642,82662
MODAL	17	0,153197	-1,495702	-0,874985	6,764959	1	1682,11984
MODAL	18	0,149988	-3,671026	0,374805	8,610305	1	1754,88485
MODAL	19	0,142153	1,464113	-0,991327	-2,1186	1	1953,65619
MODAL	20	0,138799	-0,035414	-0,491778	-1,524188	1	2049,21706
MODAL	21	0,136007	0,137746	-0,381788	-0,762381	1	2134,21908
MODAL	22	0,135277	-0,064432	0,243453	0,509865	1	2157,29363
MODAL	23	0,134372	0,095152	-0,178786	-0,181246	1	2186,47852
MODAL	24	0,133737	0,010633	-0,096192	0,274717	1	2207,28298
MODAL	25	0,131624	0,049005	-0,397657	-0,921561	1	2278,69717
MODAL	26	0,129261	-0,928457	-0,989888	-14,133147	1	2362,77161
MODAL	27	0,126215	-0,486836	-0,102402	2,077038	1	2478,19207
MODAL	28	0,125563	0,638753	-0,073745	1,699053	1	2503,99526
MODAL	29	0,124996	0,646644	0,161908	-2,860823	1	2526,78317
MODAL	30	0,123864	0,080964	-0,356794	0,13923	1	2573,16727
MODAL	31	0,123472	0,325016	-0,3653	-4,91901	1	2589,55833
MODAL	32	0,123063	0,178242	-0,876899	-2,16442	1	2606,76375
MODAL	33	0,122414	0,155362	-0,449536	-1,351735	1	2634,51737
MODAL	34	0,121596	-0,234992	-0,390865	-2,248431	1	2670,07938
MODAL	35	0,121462	0,111237	-1,324809	-2,661498	1	2675,9416
MODAL	36	0,119151	-2,919687	2,541531	2,374392	1	2780,75691
MODAL	37	0,118302	2,023243	-2,037174	4,458645	1	2820,83267
MODAL	38	0,117549	-0,126197	0,070365	0,321764	1	2857,08189
MODAL	39	0,117175	-0,835586	-0,66984	0,519841	1	2875,33131
MODAL	40	0,117006	0,328022	-0,21309	0,313666	1	2883,66282
MODAL	41	0,116852	0,092546	-0,63811	-1,073211	1	2891,28198
MODAL	42	0,115182	-0,151787	2,234335	3,030461	1	2975,71032
MODAL	43	0,112452	1,135881	1,042831	0,514505	1	3121,95351
MODAL	44	0,112087	0,90313	5,603234	1,984564	1	3142,31262
MODAL	45	0,111748	0,007054	13,274264	-1,262851	1	3161,40413
MODAL	46	0,111273	0,118637	0,669257	0,099493	1	3188,4384
MODAL	47	0,110664	0,090622	-0,923994	-0,164718	1	3223,65891

TABLE: Modal Participation Factors							
OutputCase	StepNum	Period	UX	UY	UZ	ModalMass	ModalStiff
Text	Unitless	Sec	KN-s2	KN-s2	KN-s2	KN-m-s2	KN-m
MODAL	48	0,110624	0,133623	-14,644468	3,657931	1	3225,96124
MODAL	49	0,110413	0,321109	3,34353	-0,367351	1	3238,3021
MODAL	50	0,109358	0,318014	-5,668164	-4,106637	1	3301,07241

TABLE: Modal Periods And Frequencies							
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue	
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2	
MODAL	Mode	1	1,064169	0,9397	5,9043	34,861	
MODAL	Mode	2	0,991676	1,0084	6,3359	40,144	
MODAL	Mode	3	0,813966	1,2286	7,7192	59,586	
MODAL	Mode	4	0,305525	3,2731	20,565	422,93	
MODAL	Mode	5	0,293861	3,403	21,381	457,17	
MODAL	Mode	6	0,213856	4,676	29,38	863,21	
MODAL	Mode	7	0,211128	4,7365	29,76	885,66	
MODAL	Mode	8	0,20938	4,776	30,009	900,51	
MODAL	Mode	9	0,20334	4,9179	30,9	954,81	
MODAL	Mode	10	0,185185	5,4	33,929	1151,2	
MODAL	Mode	11	0,184403	5,4229	34,073	1161	
MODAL	Mode	12	0,170338	5,8707	36,887	1360,6	
MODAL	Mode	13	0,167406	5,9735	37,533	1408,7	
MODAL	Mode	14	0,16449	6,0794	38,198	1459,1	
MODAL	Mode	15	0,158054	6,327	39,753	1580,3	
MODAL	Mode	16	0,155019	6,4508	40,532	1642,8	
MODAL	Mode	17	0,153197	6,5275	41,014	1682,1	
MODAL	Mode	18	0,149988	6,6672	41,891	1754,9	
MODAL	Mode	19	0,142153	7,0347	44,2	1953,7	
MODAL	Mode	20	0,138799	7,2047	45,268	2049,2	
MODAL	Mode	21	0,136007	7,3526	46,198	2134,2	
MODAL	Mode	22	0,135277	7,3922	46,447	2157,3	
MODAL	Mode	23	0,134372	7,4421	46,76	2186,5	
MODAL	Mode	24	0,133737	7,4774	46,982	2207,3	
MODAL	Mode	25	0,131624	7,5974	47,736	2278,7	
MODAL	Mode	26	0,129261	7,7363	48,608	2362,8	
MODAL	Mode	27	0,126215	7,923	49,781	2478,2	
MODAL	Mode	28	0,125563	7,9641	50,04	2504	
MODAL	Mode	29	0,124996	8,0003	50,267	2526,8	
MODAL	Mode	30	0,123864	8,0734	50,726	2573,2	
MODAL	Mode	31	0,123472	8,099	50,888	2589,6	
MODAL	Mode	32	0,123063	8,1259	51,056	2606,8	
MODAL	Mode	33	0,122414	8,169	51,328	2634,5	
MODAL	Mode	34	0,121596	8,224	51,673	2670,1	
MODAL	Mode	35	0,121462	8,233	51,73	2675,9	
MODAL	Mode	36	0,119151	8,3927	52,733	2780,8	
MODAL	Mode	37	0,118302	8,453	53,112	2820,8	
MODAL	Mode	38	0,117549	8,5071	53,452	2857,1	
MODAL	Mode	39	0,117175	8,5342	53,622	2875,3	
MODAL	Mode	40	0,117006	8,5466	53,7	2883,7	
MODAL	Mode	41	0,116852	8,5579	53,771	2891,3	
MODAL	Mode	42	0,115182	8,6819	54,55	2975,7	
MODAL	Mode	43	0,112452	8,8927	55,874	3122	
MODAL	Mode	44	0,112087	8,9216	56,056	3142,3	
MODAL	Mode	45	0,111748	8,9487	56,226	3161,4	
MODAL	Mode	46	0,111273	8,9869	56,466	3188,4	
MODAL	Mode	47	0,110664	9,0364	56,777	3223,7	

TABLE: Modal Periods And Frequencies

OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	48	0,110624	9,0396	56,798	3226
MODAL	Mode	49	0,110413	9,0569	56,906	3238,3
MODAL	Mode	50	0,109358	9,1442	57,455	3301,1