



FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

DISEÑO CON CYPECAD PARA LA GESTIÓN ESTRATÉGICA DE PROYECTOS EN EDIFICACIONES.

**TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO
CIVIL**

AUTOR:

SAAVEDRA LARREÁTEGUI JUAN CARLOS

ASESOR:

Dr. Ing. CAMPOS UGAZ WALTER ANTONIO

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

ADMINISTRACIÓN Y SEGURIDAD DE LA CONSTRUCCIÓN

CHICLAYO – PERÚ

2017

Juan Carlos, SAAVEDRA LARREÁTEGUI

AUTOR

Dr. Ing. Walter Antonio, CAMPOS UGAZ

ASESOR DE TESIS

Presentada a la escuela de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo –
Chiclayo para optar el título de Ingeniero Civil.

Dr. Ing. CARLOS ADOLFO LOAYZA RIVAS

PRESIDENTE

Mg. Ing. SOCRATES PEDRO MUÑOZ
PEREZ

SECRETARIO

Dr. Ing. WALTER ANTONIO CAMPOS
UGAZ

VOCAL

DEDICATORIA

Dedico esta tesis a mi madre, **Juana Larreátegui Aranda** y a mi padre, **Luis Efren Saavedra Aguirre** por su apoyo, cariño, esfuerzo, valores y confianza puestos en mí; asimismo, dedico esta tesis a mi tía **Dina Delicia Larreátegui Aranda** por su gran amor, ayuda, consejos y motivación para conseguir mis objetivos. Para todos ellos, mi agradecimiento desde el fondo de mi corazón.

Juan Carlos.

AGRADECIMIENTO

Le agradezco a Dios y a todos mis ángeles, por haberme acompañado y guiado a lo largo de toda mi carrera; asimismo, doy gracias a mis padres por apoyarme en todo momento, y sobre todo por ser un ejemplo de vida a seguir. Por otra parte doy gracias por la confianza, apoyo y dedicación a mi asesor de tesis al **Dr. Ing° Walter Antonio Campos Ugaz**, por haber compartido sus conocimientos y sobre todo su amistad. Agradezco también al **Ing° Walter Antonio Zamora Capelli** por el apoyo y la confianza puestos en mí. Para todos ellos, especial agradecimiento.

Juan Carlos.

DECLARACIÓN DE AUTENTICIDAD

Yo Juan Carlos Saavedra Larreátegui con DNI N° 70899851, a efecto de cumplir con las disposiciones vigentes consideradas en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad César Vallejo, Facultad de Ingeniería, Escuela de Ingeniería Civil, declaro bajo juramento que toda la documentación que acompaño es veraz y auténtica.

Así mismo, declaro también bajo juramento que todos los datos e información que se presenta en la presente tesis son auténticos y veraces.

En tal sentido asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de información aportada por lo cual me someto a lo dispuesto en las normas académicas de la Universidad César Vallejo.

Pimentel, 10 de Mayo del 2017

Juan Carlos Saavedra Larreátegui.

PRESENTACIÓN

Señores miembros del Jurado:

En cumplimiento del Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad César Vallejo presento ante ustedes la Tesis titulada “Diseño con CYPECAD para la Gestión Estratégica de Proyectos en Edificaciones”, la misma que someto a vuestra consideración y espero que cumpla con los requisitos de aprobación para obtener el título Profesional de Ingeniero Civil.

El Autor.

ÍNDICE

DEDICATORIA

AGRADECIMIENTO

DECLARACIÓN DE AUTENTICIDAD

PRESENTACIÓN

RESUMEN	1
ABSTRACT	2
I. INTRODUCCIÓN	3
1.1 Realidad Problemática	3
1.2 Trabajos Previos	4
1.3 Teorías Relacionadas al tema.....	10
1.4 Formulación del Problema	18
1.5 Justificación del estudio	19
1.6 Hipótesis	19
1.7 Objetivos	19
II. MÉTODO	20
2.1 Diseño de investigación	20
2.2 Variables, operacionalización.....	20
2.3 Población y muestra.....	23
2.4 Técnica e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad	25
2.5 Métodos de análisis de datos.....	26
2.6 Aspectos éticos	26
III. RESULTADOS	27
IV. DISCUSIÓN	64
V. CONCLUSIONES	68
VI. RECOMENDACIONES	69

VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	70
ANEXOS	73
ANEXO N°1: Encuesta para ingenieros especialistas en estructuras	74
ANEXO N° 2: Validación de instrumentos	83
ANEXO N° 3: Consentimiento informado	87
ANEXO N° 4: Resolución de aprobación del proyecto de investigación	89
ANEXO N° 5: Matriz de consistencia	91
ANEXO N° 6: Diagrama de benn	96
ANEXO N° 7: Memoria de cálculo.....	98
ANEXO N° 8: Planos del proyecto	216

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Tiempos en realizar el Análisis estructural antes y después de la aplicación del software CYPECAD. Chiclayo. Nov. 2016.....	27
Figura 2: Tiempos en realizar el diseño estructural antes y después de la aplicación del software CYPECAD. Chiclayo. Nov. 2016.....	28
Figura 3: Tiempos en elaborar los planos estructurales antes y después de la aplicación del software CYPECAD. Chiclayo. Nov. 2016.....	29
Figura 4: Tiempos en elaborar la memoria de cálculo antes y después de la aplicación del software CYPECAD. Chiclayo. Nov. 2016.....	30
Figura 5: Costos en elaborar los planos estructurales antes y después de la aplicación del software CYPECAD. Chiclayo. Nov. 2016.....	31
Figura 6: Costos en elaborar la memoria de cálculo antes y después de la aplicación del software CYPECAD. Chiclayo. Nov. 2016.....	32
Figura 7: Calidad del análisis estructural antes y después de la aplicación del software CYPECAD. Chiclayo. Nov. 2016.....	35
Figura 8: Calidad del diseño estructural antes y después de la aplicación del software CYPECAD. Chiclayo. Nov. 2016.....	36
Figura 9: Calidad de los planos estructurales antes y después de la aplicación del software CYPECAD. Chiclayo. Nov. 2016.....	37
Figura 10: Calidad en la confiabilidad de los resultados estructurales antes y después de la aplicación del software CYPECAD. Chiclayo. Nov. 2016.....	38
Figura 11: Vista panorámica de las estructuras. Chiclayo. Nov. 2016.....	41
Figura 12: Vista en planta de vigas que conforman el sistema resistente a sismos, en azul; y vigas que no conforman parte de este sistema, en rosa. Chiclayo. Nov. 2016	42
Figura 13: Espectro de diseño según Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016) (Artículo 4.6.2 y 2.5).....	44
Figura 14: Representación de los periodos modales.....	47

Figura 15: Representación gráfica del centro de masas y del centro de rigidez por planta. Chiclayo. Nov. 2016.....	48
Figura 16: Representación gráfica de tensiones sobre el terreno - Despegue. Chiclayo. Nov. 2016	52
Figura 17: Representación gráfica de presiones ante carga permanente. Chiclayo. Nov. 2016.....	53
Figura 18: Representación gráfica de presiones ante carga permanente y sismo. Chiclayo. Nov. 2016	54

LISTA DE TABLAS

Tabla 1: Inmobiliarias de Chiclayo	23
Tabla 2: Inmobiliarias de Chiclayo	24
Tabla 3: Estadísticas de Grupo – Resultados del SPSS.....	33
Tabla 4: Prueba de muestras Independientes – Resultados del SPSS	34
Tabla 5: Estadísticas de muestras Emparejadas – Resultados del SPSS.....	39
Tabla 6: Prueba de muestras Emparejadas – Resultados del SPSS	40
Tabla 7: Hipótesis sísmica: Sismo X1	44
Tabla 8: Hipótesis sísmica: Sismo Y1	45
Tabla 9: Desplazamientos laterales admisibles	45
Tabla 10: Coeficientes de participación	46
Tabla 11: Representación del rango de Periodos.....	47
Tabla 12: Centro de masas, centro de rigidez y excentricidades de cada planta	48
Tabla 13: Cortante basal dinámico en dirección X, por hipótesis sísmica	49
Tabla 14: Cortante basal dinámico en dirección Y, por hipótesis sísmica	49
Tabla 15: Peso sísmico total de la planta "i"	51
Tabla 16: Verificación de la condición de cortante basal según Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016) (Artículo 4.6.4).....	51
Tabla 17: Matriz de evaluación de factores externos.....	55
Tabla 18: Matriz de evaluación de factores internos.....	57

RESUMEN

La tesis tuvo como objetivo principal, contribuir con la Gestión Estratégica de Proyectos en Edificaciones de cinco niveles diseñando con el software CYPECAD en la empresa INMOBILIARIA CAPELLI S.A.C. – Chiclayo; se identificó como problema la utilización del tiempo – costos y calidad en la elaboración de planos, memorias de cálculo, análisis - diseño estructural y por consiguiente en la confiabilidad técnica - ingenieril. En correspondencia con el tipo de investigación aplicada – descriptiva, se utilizó el diseño descriptivo con propuesta; se recogió vía instrumentos de campo información pertinente, justificando y resaltando el impacto de la tesis. Para la implementación del software CYPECAD, sirvió los planos de arquitectura, elevación y planta de losa proporcionados por la Inmobiliaria; sobre esta base se procedió con la introducción de datos haciendo el registro de información general, plantas y grupos, columnas, muros de corte, vigas, losas y sobrecargas adicionales; posteriormente se realizó el análisis estructural de la edificación tanto estático y dinámico; en cuanto al diseño estructural se realizó el diseño de vigas, losas, columnas, muros de corte, escaleras y cimentación; por último se realizó la exportación de planos y la respectiva memoria de cálculo. La INMOBILIARIA CAPELLI S.A.C. en la gestión técnica – ingenieril cumple con los requerimientos de las normas peruanas; sin embargo, descalifica en la gestión del tiempo – costos y calidad, el cual fue resuelto con la utilización del software CYPECAD. Se infiere que diseñando con el software CYPECAD, se resuelve de manera significativa el problema de la gestión estratégica de proyectos en la INMOBILIARIA CAPELLI S.A.C., habiendo disminuido en el diseño de una edificación de cinco niveles, 157.39 horas, en costos 1871.67 nuevos soles, garantizando calidad en la posterior ejecución – residentado y supervisión de obras en edificaciones.

Palabras claves: Software Cypecad – gestión estratégica, gestión del Tiempo – gestión del Costo – gestión de la Calidad.

ABSTRACT

The main objective of this thesis is to work along with the management strategies in building projects of five levels that are designed with the CYPECAD software in INMOBILIARIA CAPELLI S.A.C. company- Chiclayo. The problem was the usage of time, the cost and quality in the elaboration of plans, the memories of calculation, the analysis of structural designs and the technical – engineering reliability. The descriptive design was used with the propositions. For the implementation of the CYPECAD software served the architectural plans, the elevations and the slab plants that were provided by the company. Then it proceeded with the data implementation making the general information record, after that an structural analysis of the building was performed both static and dynamic. At the end the exportation of plans and the respective memory of calculation was performed. The INMOBILIARIA CAPELLI S.A.C. in the engineering technical management meet with the requirements of Peruvian standards, however, Disqualifies in the management of time - costs and quality, but this problem was solved with the usage of CYPECAD software. In conclusion the problem of the strategic management in the CAPELLI S.A.C. INMOBILIARIA has been significantly solved, having reduced in the design of building projects of five levels, 157.39 hours, in costs 1871.67 nuevos soles, guaranteeing quality in the subsequent execution - resident and supervision of works in buildings.

KEYWORDS: Cypecad Software - management strategies - management of time – management of costs – quality management.

I. INTRODUCCIÓN

1.1 Realidad Problemática

Durante las fases de elaboración y ejecución de los proyectos en edificaciones, ocurren problemas que se materializan en costos adicionales y ampliaciones del plazo de ejecución, previamente establecidos, que son motivados justamente por la falta del correcto criterio profesional en la fase de la elaboración del proyecto, causando problemas en la programación de los recursos.

Actualmente las compañías de inmobiliarias y constructoras solicitan de una destacada Gestión Estratégica de Proyectos en Edificaciones para manejar así los peligros e inquietudes que perjudican sus obras; sin embargo, dichas compañías en su proceso de gestión, se evidencia incompatibilidad en los planos, falta de constructabilidad, falta de seguridad en obra e ineficiente comunicación y coordinación, generando riesgos en las metas planteadas de cada proyecto.

Estos peligros e inquietudes no obstante deben ser determinados y examinados mediante una apropiada Gestión Estratégica de Proyectos en Edificaciones, que estime el uso de procedimientos e instrumentos de gestión, que confirme que los proyectos obtengan el tiempo, costo y calidad establecido; sin embargo, en la empresa INMOBILIARIA CAPELLI S.A.C., existe la necesidad de mejorar su gestión relacionados con el Tiempo, Costos y Calidad.

Respecto al Tiempo (Plazos), mayormente los proyectos estructurales en edificaciones requieren de un tiempo determinado a ejecutarse correctamente en campo, estos proyectos estructurales son diseñados con diferentes programas como Sap 2000 y Etabs 2015, y los planos son elaborados con el programa Autocad requiriendo así contratar varios dibujantes para poder alcanzar la fecha de entrega, las memorias técnicas son elaboradas manualmente empleando los paquetes de Microsoft Office, como es el caso del Word y Excel, como es común en este tipo de proyectos hay que tomar en cuenta que durante la fase del diseño se reciben constantes cambios arquitectónicos los cuales causan retrasos en el diseño estructural; situación que hace necesario volver a evaluar las afectaciones que provocan, para finalmente incorporar las modificaciones planteadas a los modelos computacionales generados.

Esta incompatibilidad en los planos, producidos por una incorrecta representación gráfica o simplemente a la falta de claridad en su presentación (cuando el detalle de un elemento mostrado en un plano no guarda relación con lo indicado en el otro plano), lo cual genera incertidumbre durante el proceso constructivo, pérdida de tiempo, conflictos entre usuario y cliente, ocasionando pérdidas económicas.

Respecto a los Costos, estos se presentan ante las fallas y deficiencias en el diseño y sus documentos debido a sus cambios, al incompleto o inadecuado desarrollo del diseño, y si bien estos problemas de calidad exigen una acción correctiva para levantar la observación mediante la realización de trabajos adicionales no previsto durante la fase de planificación, los cuales son realizados a través de órdenes de cambio, la cual para realizar estas órdenes se requiere el uso de algunos recursos, esencialmente de materiales y mano de obra, que sencillamente tienen un costo que van sumándose a medida que la construcción avanza, incrementando el costo de algunas partidas del presupuesto y esto a su vez del presupuesto contractual del proyecto.

Con referencia a la Calidad, esta estrechamente ligada a los documentos entre planos y especificaciones técnicas elaboradas en la etapa de diseño, es decir con el producto del diseño, ya que son éstos los que lo conducirán a un proceso de construcción de calidad; en consecuencia, la calidad en los documentos de diseño e ingeniería pueden ser definida como; la capacidad para proveer al contratista de toda la información necesaria que le permita que la construcción sea llevada según se requiera, efectivamente y sin obstáculos; no obstante existen factores que determinan el nivel de calidad de los documentos contractuales de diseño e ingeniería, tales como: La puntualidad, la exactitud, la integridad, la coordinación, y la conformidad; siendo esto un problema a resolver en el ámbito de estudio.

1.2 Trabajos Previos

En materia de estudio se encontraron antecedentes vinculados a la investigación que le hacen referencia como: Mejía Correa (2011, p.05), realizó la presente investigación “Software de Análisis Estático – Dinámico de Edificaciones por el método de los elementos finitos”. Tesis que fue presentada para optar el Título de Ingeniero Civil ante la Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo, Lambayeque; cuyo propósito fue: “Mostrar cómo es que funcionan estos elementos finitos por dentro,

las aproximaciones y limitaciones usadas, lo que hay que tener presente para lograr una adecuada interpretación de los resultados y finalmente un diseño que satisfaga la seguridad y economía”, concluyendo que: “Las formulaciones empleadas, consideran la utilización de modos incompatibles para elementos membrana, la aplicación de diferentes teorías para el caso de elementos placas gruesas y delgadas”.

Este aporte fue considerado puesto que el procedimiento de los elementos finitos es un método numérico general para la solución de ecuaciones diferenciales, este método es muy aplicado en problemas de física e ingeniería, cada desplazamiento de los nudos son interrogantes esenciales del problema, y de éstos obtienen precisamente la conformación de la deformada de la estructura, cualquier desplazamiento de un nudo, llega unívocamente definido por los desplazamientos de los nudos del cuerpo al que corresponde el punto, por lo que cada cuerpo para ello se determina unas funciones de interpolación que permite evaluar el valor de cualquier desplazamiento interior por interpolación de los desplazamientos nodales.

Asimismo Guzman Tello y Olivos Lozada (2008, p.05), realizó la presente investigación “Programa de cálculo para el análisis asistido por computadora en el desarrollo de estructuras reticulares por el método de la rigidez”; tesis que fue presentada para optar el Título de Ingeniero Civil ante la Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo, Lambayeque, planteó como objetivo: “Aplicar la computación en el Análisis Estructural mediante el empleo de un método que sea apropiado para el cálculo por máquinas; así mismo, minimizar sistemas de procesos de cálculo tediosos, con un sistema funcional e intuitivo que sirva de herramienta al Ingeniero estructural”, concluyendo que: “El método de la rigidez es el más usado para el análisis estructural indeterminado, usando la computadora digital”.

Actualmente la utilización de programas en el análisis y diseños de proyectos en edificaciones están ayudando enormemente, por lo mismo que el modelado de una edificación por medio de estos programas no es complejo, por lo que cuentan con diversos instrumentos que agilizan el dibujo y la visibilidad del modelado, lo que traen grandes ventajas sobre cualquier forma de diseño a mano, estas ventajas incluyen mayor eficiencia y velocidad en los proyectos, así como reducción de costos, reducción de tiempo, la cual permite que los Ingenieros dedicados a este

rubro puedan obtener mayor provecho de estas herramientas para la realización de múltiples proyectos.

Segura Gonzales (2012, p.14), realizó la investigación “Propuesta de Modelo de Desarrollo de la Gestión de la Calidad en las Empresas Constructoras de Edificaciones”; tesis que fue presentada para optar el Título de Ingeniero Civil ante la Universidad Nacional de Ingeniería, Lima; cuyo objetivo fue: “Evaluar un modelo desarrollo basado en el desempeño de la gestión de la calidad que se adecue a las condiciones y características de la industria de la construcción de edificaciones en nuestro medio”, concluyendo: “Que la clasificación de las empresas constructoras de edificaciones según el grado de madurez planteado permitiría a los posibles clientes identificar con mayor rapidez a qué tipo de empresa le están confiando la construcción de su futura vivienda (edificios de departamentos), así se sabrá qué resultados esperar con respecto a la calidad del producto que están adquiriendo”.

Hoy en día la Calidad en las construcciones de edificaciones es un Boom que últimamente ha venido tomando un gran interés en el entorno de la construcción de edificios en nuestro País, por lo que las empresas constructoras e Inmobiliarias desean implementar esta propuesta de Calidad en sus proyectos, para que así las empresas puedan gozar de mayor prestigio y respeto ante sus clientes.

Malca Alcántara (2011, p.03), realizó la investigación “Estudios para la construcción de un proyecto de edificación de viviendas”; tesis que fue presentada para optar el Título de Ingeniero Civil en la Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima; cuyo objetivo fue: “Realizar un adecuado planeamiento de Obra, que abarque todas las etapas de un proyecto de construcción, desde la etapa previa a la ejecución, cuando el proyecto se encuentre en marcha, y la etapa final”, concluyendo que: “Es necesario realizar un buen planteamiento de Obra, darle mucho énfasis a la Logística de Obra y al movimiento de los materiales dentro de la Obra, no descuidar la seguridad por avanzar”.

En efecto se muestra la obligación de ver un nuevo perfil de gerenciar estos proyectos de construcción, más allá de los procedimientos tradicionales donde muchas veces, la planificación y el control, son reemplazados por caos e improvisaciones, ocasionando mala comunicación, documentación inadecuada,

ausencia o deficiencia en la información, causando muchas veces pérdidas económicas.

Gamero Vildoso (2009, p.13), realizó la investigación “Construcción de un edificio de vivienda multifamiliar”; tesis que fue presentada para optar el Título de Ingeniero Civil en la Universidad Ricardo Palma, Lima; en la que describe: “Que la construcción, especialmente, de viviendas multifamiliares en nuestro país, se ha desarrollado y viene desarrollándose enormemente en la actualidad, tanto en volumen como en tecnología, materiales, procesos y procedimientos constructivos, en obras de edificación, que han contribuido a darle modernidad a nuestra ciudad con una variedad extraordinaria de proyectos en todo sus distritos. Este desarrollo es producto del crecimiento económico del país y que tiene como consecuencia una mayor demanda de la población en adquirir una vivienda donde habitar”.

La actividad constructora en el País se ha convertido en una de las más dinámicas de nuestra economía, las construcciones avanzarían no solo con las edificaciones de complejos habitacionales sino también en centros comerciales, hospitales, colegios, centros recreativos, etc. Siendo de esta manera a que los profesionales en el rubro de la construcción en edificaciones se capaciten en tecnologías que ayuden agilizar el análisis y diseños de estas edificaciones, contribuyendo así en un buen desarrollo del proyecto.

Almonacid Flores, Navarro Luna y Rodas Benites (2015, p.08), realizaron la investigación “Propuesta de Metodología para la implementación de la Tecnología BIM en la empresa constructora e Inmobiliaria IJ PROYECTA”; tesis que fue presentada para optar el Grado de Magíster en dirección de la construcción en la Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Lima; cuyo objetivo fue: “Proponer mejoras a la metodología de trabajo BIM implementada en los proyectos de edificaciones que desarrolla la empresa constructora e inmobiliaria IJ PROYECTA”, concluyendo que: “Con la aplicación de la propuesta metodológica, que integra la información de las distintas disciplinas del proyecto, nos producirá mejoras en la fase de diseño, la cual nos llevará a obtener una mejor visión en la pre construcción y análisis de constructabilidad en la gestión del diseño, con la cual nos llevará a reducir el tiempo de respuesta de los requerimientos de información y las deficiencias en los documentos de diseño e ingeniería”.

Fierro Perez (2006, p.16), realizó la investigación “Sistema de gestión de control de calidad total en viviendas básicas”; tesis que fue presentada para optar el Título de Ingeniero Civil en la Universidad Austral de Chile; describió que: “La gestión de la calidad estratégica es el proceso de establecer los objetivos de calidad de largo alcance y definir el enfoque para satisfacer esos objetivos; No obstante la elaboración de la teoría general de la dirección pueden ser aprovechados de la misma manera para una planificación de calidad; Sin embargo, la planificación de la calidad propone un enfoque mucho más orientado a la estrategia empresarial, por lo tanto la planificación de la calidad es esencial para un eficaz y manejable proceso de mejora de la calidad”.

La gestión de calidad de un proyecto incluyen procesos y actividades de la organización ejecutante que definen responsabilidades, objetivos y políticas de calidad a fin de que el proyecto cumpla las necesidades por la cuales fue iniciado, de tal modo que necesita de un mayor impulso de todos los integrantes de la organización para confirmar la satisfacción de los clientes de manera continua, para ello se crea un plan de calidad que corresponde a una programación de las fechas en que se ejecutarán las distintas pruebas requeridas para comprobar si los materiales empleados o elementos en construcción, cumplen con las especificaciones y los planos. Obviamente este plan depende del programa de avance físico, pues las pruebas deberán realizarse antes, durante o después de ser ejecutadas las actividades correspondientes a determinado elemento de la obra, dependiendo de si se desea verificar el material empleado, el proceso en ejecución o el producto final.

Loyola Vergara y Goldsack Jarpa (2010, p.12), en su libro “Constructividad y Arquitectura”. 1ra ed. En la Universidad de Chile, Santiago; comenta que: “La Constructividad no puede estar ausente, debe ser considerada desde el inicio del proceso de diseño, buscando integrarse armónicamente a las demás determinantes que se estudian. Los beneficios que traen su consideración en el diseño son enormes: obras de construcción más eficientes, mayor flexibilidad, mayor orden, menores tiempos de proyecto, lo que finalmente se traduce en menores costos y en un mejor producto final”.

Es así que Roman Medina (2016, p.48), realizó la investigación “Diseño Sismorresistente de un edificio de hormigón armado con el sistema de losas prefabricada con vigas peraltadas utilizando el programa SAP 2000 y comparación de resultados con el programa CYPE”; tesis que fue presentada para optar el Título de Ingeniero Civil en la Universidad Central del Ecuador; planteó como objetivo: “El análisis comparativo de resultados entre dos paquetes computacionales de cálculo estructural; siendo estos: SAP2000 versión 16.0.0 y CYPE versión 2015.n”; con el fin de determinar: “Un medio alternativo que permita agilizar los procesos de consultoría y fiscalización de proyectos, así como también optimizar recursos tanto en tiempo como en costos, sin dejar de lado la seguridad en base al diseño sismo resistente, y en el que se concluye que el CYPE es el mejor programa existente para realizar proyectos que no requieran el cálculo de no linealidades, ya que tiene una gran cantidad de módulos y todo está interconectado.

Vilema Condo (2014, p.25), realizó la investigación “Análisis del Factor de reducción de las fuerzas Sísmica (R) en un edificio de hormigón armado de 5 pisos con CYPECAD para garantizar el cálculo y seguridad de sus habitantes ubicado en el Barrio el Dorado, ciudad de Puyo, provincia de Pastaza”; tesis que fue presentada para optar el Título de Ingeniero Civil en la Universidad Técnica de Ambato, Ecuador; cuyo objetivo fue: “Analizar que sucede con el factor de reducción de las fuerzas sísmica (R) en el edificio de hormigón armado de 5 pisos diseñado con CYPECAD para garantizar el cálculo y seguridad de sus habitantes, tomando en cuenta que el programa tiene cargado el NEC-2011 y el CEC-2001”, concluyendo que: “En el presente proyecto se pudo observar claramente que el análisis del factor de reducción de las fuerzas sísmicas R, el cual pasa del espectro elástico al espectro inelástico, depende de una serie de variables como es la ductilidad, la redundancia y la sobre resistencia de la estructura, como también que el programa CYPECAD agiliza varios procesos de cálculo obteniendo así datos confiables y aceptables, demostrando comodidad y garantía en el cálculo y modelación de la estructura”.

En efecto el software CYPECAD es una herramienta de primera generación reconocida a nivel mundial en sistemas de ingeniería de diseño estructural por lo que cuenta con un lenguaje común para los Ingenieros y un sistema de

organización e introducción de datos muy sencilla que lo hace aún más eficaz, asimismo nos ofrece la enorme ventaja de visualizar la estructura y detectar errores en la introducción de los elementos, del mismo modo, la rápida revisión de la estructura tanto en su geometría como en la capacidad de carga de los elementos, nos permite evaluar varias iteraciones y obtener alternativas de diseño variadas de las cuales podemos seleccionar las más adecuadas y económicas para nuestro proyecto en particular, en tiempos relativamente cortos.

1.3 Teorías Relacionadas al tema

El sustento teórico permitió fundamentar las variables de investigación (siendo una de ellas el diseño con CYPECAD). Roman Medina (2016, p.154), en “Diseño sismorresistente de un edificio de hormigón armado con el sistema de losas prefabricada con vigas peraltadas utilizando el programa SAP 2000 y comparación de resultados con el programa CYPE”; define que: “CYPE es una empresa Española creada en el año 1983, que desarrolla y comercializa software técnico para los profesionales de la ingeniería, arquitectura y construcción, ofreciendo útiles herramientas en diversas áreas como son: Estructuras, Instalaciones, Gestión de Proyectos y documentación, en las cuales destaca el Software CYPECAD, siendo este un programa muy útil y eficaz en el análisis y diseño de estructuras de concreto armado y metálicas para edificaciones y obras civiles, permitiendo así obtener mayor eficiencia en los proyectos de consultoría, permitiendo de esta manera la disminución de los tiempos de producción, optimización de recursos, reducción de costos pero sin dejar de lado la seguridad”.

Se desarrolló una metodología para la organización, introducción de datos y la revisión de los resultados, por lo cual se presentó una lista sencilla de pasos a considerar: Entre las cuales tenemos la Organización de datos, la cual el primer paso es destacar aquellos planos que nos serán útiles para el inicio de nuestro análisis estructural (planos de columnas, muros de corte, de distribución y elevación), en formato DWG para poderlos emplear como plantilla para la introducción de datos en nuestro programa de cálculo.

De igual manera procedemos a la Introducción de datos, que inicia con la introducción de los registros de datos generales del proyecto en particular como son la asignación de un archivo único con un nombre y una descripción corta de la

obra, definiendo las normas a utilizar en función de la Zona y País en el que se elabore el proyecto, para nuestro caso tomaremos la norma (NTE E.060), posteriormente y en el mismo menú, se proponen las distintas resistencias de los materiales por elemento, tanto de los concretos como de los aceros, asimismo se introducen las características del árido a utilizar, también se procede a colocar las situaciones persistentes y las situaciones sísmicas y accidentales de la cimentación. Por otra parte se muestra en el mismo menú las condiciones, los parámetros y las normas para el diseño por viento y sismo.

Tomando como base el plano de elevación, el siguiente paso es definir las plantas para lo cual se tomara como referencia el inicio y terminación de elementos estructurales, asimismo como la terminación de los muros de corte que se integraran a la introducción de datos, las plantas que presenten simetría, que son consecutivas se pueden insertar en un solo grupo lo cual facilita su introducción y la salida de resultados por lo que su envolvente será única.

Luego procedemos a la introducción de las alturas correspondientes y sus sobrecargas de uso (Carga muerta y carga viva), siguiendo las indicaciones de las pantallas del programa. De la misma manera se capturan las columnas escogiendo la pestaña correspondiente en el menú, asignando a cada columna su geometría, las dimensiones del prediseño y asociando su altura con las plantas y grupos. Además se definirá, en esta misma pantalla si la columna tiene o no vínculo con el exterior (es decir, si está en contacto con el suelo).

Las vigas se introducen escogiendo la pestaña de vigas/muros del menú principal, después se abre el icono de introducción de vigas donde encontraremos una amplia gama de tipos de vigas que podemos escoger para nuestro proyecto, en la misma pantalla desplegada se captura las dimensiones de las vigas que se escogieron para nuestro proyecto, en esta misma pestaña y de una manera similar se pueden introducir los muros de corte. Para la definición e introducción de losas, se acepta el icono de losas del menú principal donde se podrá escoger el tipo que se desee utilizar y el espesor de la misma, para nuestro proyecto se está proponiendo una losa aligerada 25 cm de espesor, posteriormente se asignan las áreas de losas siguiendo lo establecido en los planos de losas previamente elaborados.

Culminando lo anteriormente establecido se procede a efectuar una revisión de la geometría del proyecto en la que el programa "CYPECAD" detecta si existen algún error en la introducción de los elementos estructurales, en sus intersecciones y en su geometría, posteriormente se procedió al cálculo de la estructura y al finalizar, el programa despliega una pantalla de una lista de comentarios y errores relacionados con los elementos resistentes de la estructural.

Por otra parte se concluye con el diseño estructural definitivo, puesto que después de obtener una corrida estructural sin comentarios o errores, se procedió a realizar el diseño de las vigas, losas, columnas y muros de corte ,luego se llevo a realizar la definición e introducción de la cimentación de la estructura que para nuestro caso sera una platea de cimentación con vigas de cimentación de concreto armado. Y por ultimo la exportación de resultados como los planos estructurales en formato DWG, memoria de cálculo y un resumen de metrados general de la Obra en formatos de WORD o PDF.

El sustento de la variable: Gestión estratégica de proyectos en edificaciones, en la cual Hernández Tito (2006, p.05), en "Strategic Projects Management"; define: "Que la gestión de proyectos, es un procedimiento que lleva un proyecto hacia las metas definidas, por medio de funciones como la organización, planificación, seguimiento y evaluación, conducción, presentación de informes, del mismo modo la gestión de proyectos exige técnicas y habilidades gerenciales específicas, pues en los proyectos en correlación a un sector normal organizacional de producción de bienes y servicios de estos presentan una serie de distinciones o desigualdad".

Por lo que todo proyecto es un conjunto de actividades para alcanzar las metas establecidas de tiempo, costo y calidad. Se puede determinar cómo proyecto al desarrollo metódico y ordenado para alcanzar un objetivo deseado en el menor tiempo posible y con la calidad establecida. Los proyectos son los fragmentos angulares de la proyección y crecimiento de una estructura, además que sin proyectos bien elaborados y debidamente ejecutados, lo programado y políticas se quedaran en el campo de la aspiración y los buenos propósitos. En definitiva, son tres los aspectos a Gestionar en todo Proyecto:

Tal es el caso del tiempo (plazos), por lo que según Romero Alvarez y Perez Garavito (2012, p.45), en "Impacto positivo del control de calidad en obras de edificaciones de vivienda"; tiene como objetivo: "Manifestar que todas y cada una de las actividades necesarias para la ejecución del Proyecto se completen a tiempo; Asegurar que el Producto se obtendrá a Tiempo". Por lo tanto la Gestión de Tiempo o plazo de todo proyecto incorpora etapas para administrar la conclusión del Proyecto. En esta etapa el conocimiento es clave y está acompañado directamente con el costo, pues en todo proyecto el tiempo tiene un costo asociado, en el tiempo establecido se debe tener en cuenta la cuantía de recursos que demanda para finalizar las diferentes tareas dentro del tiempo previsto. Mediante la herramienta del MS Project se crea un orden de actividades, así como su demanda y tiempos establecidos. A esto se le conoce como la línea base del cronograma que inspeccionara la ejecución de los plazos establecidos del proyecto. Sin embargo se presentan planteamientos para disminuir la duración prevista: Sobreponer más recursos para apresurar el trabajo, designar mayor personal con conocimientos o experiencia a la función prevista, emplear la tecnología para aumentar la productividad.

La gestión del tiempo en un proyecto de construcción siempre se debe incorporar todas las etapas necesarias para completarlo dentro del plazo establecido, al mismo tiempo la planificación de un proyecto se llevará a cabo mediante las necesidades administrativas y el tipo de proyecto de que se trate, también podría variar de acuerdo al estilo de dirección; no obstante, es necesario realizar algunas etapas para obtener una gestión de tiempo óptima, entre ellas tenemos la: Gestión del cronograma; en esta fase es necesario recopilar los procedimientos y documentación, para realizar la planificación, ejecución y control de la programación del proyecto a elaborar. Esta fase nos facilita la visión y dirección de la forma en que se debe gestionar el cronograma del proyecto. Por otra parte tenemos la definición de actividades; en esta etapa se busca reconocer y documentar las acciones concretas que serían necesarias para realizar los entregables del proyecto, la cual es el momento de previa creación de la estructura de descomposición del trabajo, en pocas palabras se trata de dividir las actividades que constituyan la base del proyecto.

De igual manera tenemos la etapa de concatenación de actividades; en esta etapa se definen las relaciones entre las distintas actividades del proyecto, estableciéndose una secuencia racional del trabajo la cual garantiza mayor eficiencia, asimismo teniendo en cuenta todas las restricciones del proyecto. Por otra parte se encuentra la etapa de: Estimación de recursos necesarios para cada actividad; esta etapa consta de realizar una aproximación, lo más precisa, del tipo y cantidad de recursos necesarios para realizar cada actividad, para completar este proceso es preciso identificar sus principales características, en esta fase puede servir de gran ayuda la utilización de algún software para la gestión de proyectos. En cuanto a la etapa de estimación de la duración de cada actividad; esta nos brinda una vista clara del número de tiempos de trabajo necesarios para concluir las actividades individuales con los recursos ya estimados. En estos cálculos brindan la información de la cantidad de tiempo que cada actividad necesita para culminarse.

Por otra parte tenemos el desarrollo del cronograma de proyecto; esto se lleva a la práctica analizando cada secuencia de actividades, sus duraciones, los requisitos aplicables a los recursos, así como también las restricciones. Una vez todo completado se procede a presentar las fechas previstas para terminar todas las actividades del proyecto. Asimismo se pueden poner en práctica procedimientos de gestión de proyectos como la línea crítica. Por último tenemos la etapa del control del cronograma; construyendo las etapas bases necesarias para permitir el seguimiento y control de las tareas del proyecto, igualmente esto ayuda a actualizar el progreso del proyecto y gestionar cambios en la línea de las etapas del cronograma que permitan acceder ajustes con lo preparado en la planificación. Cabe destacar que lo más importante de esta etapa es proporcionar los medios para identificar desviaciones de forma prematura en el proyecto, teniendo como disposición de proponer acciones correctoras, que permitan una mejor eficiencia de reacción y un margen de tiempo extra para la planificación y la elaboración de un plan de contingencias.

Otro aspecto a gestionar en todo proyecto son los costos, según Beltrán Razura (2012, p.09-10), en su libro "Costos y Presupuestos"; define que: "La palabra Costo tiene varios significados, en función de muchas circunstancias. El tipo de concepto

que debe aplicarse depende de la decisión que haya que tomarse en la empresa. Los costos son importantes, pues ayudan a seleccionar las mejores decisiones para ajustar a los objetivos de la empresa. Asimismo, permite evaluar en qué medida las empresas utilizan adecuadamente los recursos y factores productivos". En conclusión: "El costo es el valor que representa el monto total de lo invertido como tiempo, dinero y esfuerzo, para comprar o producir un bien o un servicio".

Un proyecto desde el punto de vista de gestión, queda totalmente definido mediante la generación de la Línea Base del mismo, la cual está formada por tres elementos vinculados y engranados entre sí: Alcance, Tiempo y Costo, siendo el Costo el elemento de la Línea Base que mayor incidencia tiene en la definición de la viabilidad de un proyecto y es el que, de no ser adecuado, puede hacer fracasar un proyecto. En pocas palabras, el manejo correcto de la estimación y control de los costos del proyecto puede representar el éxito del mismo, cabe resaltar que es importante hacer todos los cálculos y predecir todos los gastos posibles ante cualquier proyecto, para de este modo evitarnos imprevistos, siendo de gran importancia este componente, es necesario que todo el equipo de proyecto, de una u otra manera, se comprometa con estos, siendo un paso importante para alcanzar el éxito en un proyecto.

Del mismo modo Romero Alvarez y Perez Garavito (2012, p.39), en "Impacto positivo del control de calidad en obras de edificaciones de vivienda"; comenta que: "Los costos son aquellos que se incurre para satisfacer todas las necesidades expresadas e implícitas de los clientes y la ausencia de fallo en el proceso existente. Se dividen en: Costos de prevención, las cuales son los costos necesarios para prever los fallos o errores, y los Costos de evaluación, que son los gastos de las acciones que tienen por finalidad determinar la aprobación de las especificaciones y condiciones planteadas por la organización", de igual manera al elevar los niveles de calidad se pueden reducir los costos y aumentar la productividad, la cual forma parte de las políticas y de los objetivos estratégicos, con estas directrices se logra satisfacer al cliente, se generan beneficios y se asegura el mantenimiento de la organización, por lo que una buena Gestión de Costos podrá reducir presupuestos, optimizar plazos, mejorar la calidad y el rendimiento.

Alcántara Rojas (2013, p.10), en “Metodología para minimizar las deficiencias de diseño basada en la construcción virtual usando tecnologías BIM”; cuyo objetivo fue: “Plantear una metodología con procesos y herramientas basados en el uso de modelos tridimensionales BIM-3D que facilitan el proceso de visualización y compatibilización de los documentos de diseño anticipándonos a la construcción real del proyecto”, concluyendo que: “El realizar un modelado BIM-3D de la edificación permite equivocarnos virtualmente en el modelo 3D y no en campo, ahorrando costos por procesos mal diseñados. El modelado no sólo se utiliza para identificar conflictos entre disciplinas, sino que se convierte en una herramienta de análisis para revisar los criterios de diseño y la adecuada funcionalidad del conjunto entre las distintas instalaciones dependientes”.

De igual modo, actualmente las construcciones de obras civiles son cada vez más complejas. Por lo que cada especialista suma complejidad a un proyecto que, a través de soluciones de diversa naturaleza, busca satisfacer las necesidades de costo, calidad y tiempo del cliente. En este contexto, es vital que una empresa destaque su oferta de competencia. Para ello, se sugiere de nuevas herramientas y metodologías que hagan posible una gestión de proyectos eficiente con el Building Information Modelling (BIM). Por lo que esta plataforma de gestión permite un trabajo coordinado entre los stakeholders, optimizando el proceso de diseño y ejecución desde etapas muy tempranas. Siendo el resultado la generación del valor para el cliente y el incremento de la competitividad para los profesionales de la Construcción.

Chavarry Vallejos (2010, p.57), en “Control de costos en obras de construcción civil”; comenta que: “En la elaboración de los análisis de Costos, es importante tener los conocimientos necesarios para elaborar los análisis de precios unitarios y con ello estimar el presupuesto real de obra, empleando criterios técnicos para el control y seguimiento de la Obra, por lo tanto los costos guardan un rol muy importante en el desarrollo de toma de decisiones”. Al mismo tiempo la Gestión de Costos de un Proyecto incluyen los procesos involucrados en estimar, presupuestar y controlar los costos de modo que se complete el Proyecto dentro del presupuesto aprobado, se debe tener en cuenta los requisitos de los interesados para la obtención de los

costos, ya que los diversos interesados medirán los costos del Proyecto de diferentes maneras y en diferentes tiempos.

González Salvá y Mendoza Rojas (2015, p.03), en “Optimización de costos utilizando la herramienta de Gestión de Proyectos en edificios multifamiliares”; cuyo objetivo fue: “Aplicar la herramienta de gestión de proyectos para optimizar los costos de construcción del edificio Aliaga Casa Clup II–Magdalena del Mar–Lima”, concluyendo que: “Sí se pueden optimizar los costos de construcción, al aplicar los procesos de planificación de la gestión de costos, la estimación y determinación del presupuesto; no pudiéndose optimizar el proceso de control”.

Toda documentación existente en una obra de construcción debe verificarse, siendo los costos lo más relevante e importante, por lo que se presentan mayormente problemas en el Costo previsto de la obra, siendo de esta manera superados por los costos reales del proyecto, lo cual ocasiona un gasto no previsto en el proyecto, afectando de esta manera tanto a la empresa como al usuario, no obstante afectando muchas veces el prestigio de la empresa y la incomodidad del cliente.

De igual manera tenemos a gestionar la calidad, por lo que según Griful Ponsati y Canela Campos (2002, p. 09-10), en su libro “Gestión de Calidad”; comenta que: “Actualmente, la calidad es un compuesto de particularidades inherentes de un producto, sistema o proceso para satisfacer los requerimientos de los usuarios y de otras partes interesadas, por lo cual es asunto importante para cualquier empresa que aspire a ser competitiva”. Es por ese valor agregado que la gestión de calidad apuntado su objetivo en desarrollar metodologías de control y aseguramiento de la calidad para obtener resultados positivos al final de las obras. Asimismo, las empresas constructoras han empezado a utilizar la gestión de la calidad como parte estratégica del desarrollo integral de su política de desarrollo institucional y competitivo al darse cuenta de los beneficios obtenidos al seguir esa política. Por otro lado se considera que la calidad del producto no tan sólo depende de la fabricación, sino del propio proyecto, las compras, los requisitos de los clientes, la asistencia al cliente entre otros elementos.

En general el control de calidad en obras de construcción de edificaciones, es algo cada vez más necesario, por lo que la exigencia de un control de calidad debería implantarse como norma general, para evitar no solo la insatisfacción del usuario, sino riesgos y pérdidas debido al poco o inexistente control de calidad en las obras de construcción, por otra parte el control de calidad en una obra de construcción se contempla desde tres aspectos diferentes como: el control de calidad del Proyecto, lo cual debe iniciarse en el mismo inicio del proyecto, ya desde el planteamiento de la obra en su etapa inicial.

Altez Villanueva (2009, p.03), en “Asegurando el valor en Proyectos de Construcción: Un estudio de Técnicas y Herramientas de Gestión de Riesgos en la Etapa de Construcción”; comenta sobre: “Definir y establecer a la Gestión de Riesgos como un sistema estratégico de técnicas y herramientas útiles aplicadas en un proceso ordenado y sistemático para la Gestión de Proyectos”, por la cual: “La Gestión de Riesgos es un sistema que, con el soporte de una ordenada y metódica cultura organizacional, es capaz de brindar los medios para asegurar el valor en los proyectos de construcción”.

El control de calidad de un proyecto de construcción está basado en el control por parte del personal propio especializado en este tipo de controles, donde se deben analizar varios aspectos entre ellos, el contenido de la información como: planos, memorias de cálculo, detalles, la cual deben estar completos y bien redactados, asimismo con el cumplimiento del programa requerido, cumplimiento de la normatividad aplicable. En definitiva la principal política de la Gestión de calidad de un proyecto es asegurar que el proyecto alcance o supere las necesidades y expectativas de los interesados en el proyecto.

1.4 Formulación del Problema

En efecto el problema quedó definido del siguiente modo:

¿De qué manera el Diseño con CYPECAD permite fortalecer la Gestión Estratégica de Proyectos en Edificaciones de cinco niveles en la empresa INMOBILIARIA CAPELLI S.A.C. – Chiclayo?

1.5 Justificación del estudio

La investigación se justifica por las siguientes razones:

SOCIAL: Busca mejorar y solucionar los problemas que actualmente presentan los proyectos de edificaciones, permitiendo así disminuir los tiempos en la ejecución de proyectos, reducción de costos pero sin dejar de lado la seguridad y calidad.

TÉCNICA: Permitió diseñar un edificio con el Software CYPECAD en la cual contribuyó con la Gestión estratégica de proyectos en edificaciones, ahorrando tiempo, asegurando calidad y disminuyendo costos en su elaboración.

CIENTÍFICA: Debido a que en todo momento se trabajó con métodos teóricos, matemáticos y empíricos basados en el método científico, la investigación generó conocimientos de la práctica en obra (campo) para la realización del Diseño del edificio con el software CYPECAD, aportando así a la técnica, a la ciencia y a la gestión.

1.6 Hipótesis

“El diseño con el software CYPECAD optimiza tiempo – disminuye costos y asegura calidad en el análisis de las edificaciones de cinco niveles fortaleciendo la Gestión estratégica de proyectos en la empresa INMOBILIARIA CAPELLI S.A.C. – Chiclayo.”

1.7 Objetivos

1.7.1 Objetivo General

Contribuir con la Gestión Estratégica de Proyectos en Edificaciones, de cinco niveles diseñando con el software CYPECAD en la empresa INMOBILIARIA CAPELLI S.A.C. – Chiclayo.

1.7.2 Objetivos Específicos

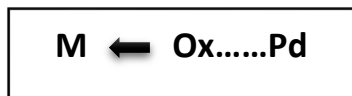
- a) Identificar el tiempo utilizado en el análisis, diseño estructural, elaboración de planos y memorias de cálculo en la gestión estratégica de proyectos en edificaciones en la empresa INMOBILIARIA CAPELLI S.A.C., en situaciones antes y después de diseñar con el software CYPECAD.

- b) Identificar los costos en la elaboración de planos y memorias de cálculo en la gestión estratégica de proyectos en edificaciones en la empresa INMOBILIARIA CAPELLI S.A.C., en situaciones antes y después de diseñar con el software CYPECAD.
- c) Evaluar la calidad en el proceso de análisis y diseño estructural, planos, confiabilidad de los resultados en la gestión estratégica de proyectos en edificaciones en la empresa INMOBILIARIA CAPELLI S.A.C., en situaciones antes y después de diseñar con el software CYPECAD.

II. MÉTODO

2.1 Diseño de investigación

Atendiendo al tipo de investigación seleccionada se utilizó el diseño descriptivo con propuesta.



LEYENDA

M: Muestra de estudio

Ox: Información a recoger sobre la Gestión estratégica de proyectos en edificaciones.

Pd: Propuesta – Diseño con CYPECAD

2.2 Variables, operacionalización

2.2.1 Variables

a) **Variable Independiente:** Diseño con CYPECAD.

b) **Variable Dependiente:** Gestión Estratégica de Proyectos en Edificaciones.

2.2.2 Operacionalización

VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ESCALA DE MEDICIÓN
<p>(V. independiente)</p> <p>DISEÑO CON CYPECAD</p>	<p>ROMAN Medina, D. Quito, Universidad Central del Ecuador, 2016. 48 p. Define que el diseño estructural con CYPECAD permite conseguir: agilidad, eficiencia y optimización de recursos en la elaboración de planos y memorias de cálculo. Disminuyendo así los tiempos de producción en la ejecución de proyectos, permitiendo a su vez la reducción de costos sin dejar de lado la Seguridad.</p>	<p>El software CYPECAD es una gran herramienta que nos ahorra muchísimo tiempo a cualquiera que se dedique al cálculo de estructuras en edificación. El cual nos permite realizar los proyectos con la máxima fiabilidad en el cálculo de la estructura y la total seguridad y garantía en el dimensionado y resultados obtenidos.</p>	<p>A).ORGANIZACIÓN DE DATOS</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Planos de distribución • Planos de elevación. • Planos de columnas y muros de corte. 	<p>NOMINAL</p>
			<p>B).INTRODUCCIÓN DE DATOS.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Registro de información general. • Plantas y grupos. • Columnas. • Muros de corte. • Vigas. • Losas. • Sobrecargas Adicionales. 	
			<p>C).ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACION.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Análisis estático. • Análisis dinámico. 	
			<p>D).DISEÑO ESTRUCTURAL DEFINITIVO</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Diseño de vigas. • Diseño de losas. • Diseño de columnas. • Diseño muros de corte. • Diseño de escalera. • Diseño cimentación. 	
			<p>E).EXPORTACIÓN DE RESULTADOS</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Exportación de planos en DWG. • Exportación de la Memoria de cálculo en WORD o PDF. 	

VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ESCALA DE MEDICIÓN
(V. dependiente) GESTIÓN ESTRATÉGICA DE PROYECTOS EN EDIFICACIONES	MONTERREY Meana, España, Universidad de Oviedo, 2002. 02 p. Define que la Gestión estratégica de proyecto es una secuencia autónoma de actividades complejas e interconectadas que tienen un objetivo o propósito que debe ser alcanzado en un plazo establecido, con un presupuesto y de acuerdo a unas Especificaciones. En definitiva, son 3 los aspectos a gestionar en todo proyecto: Plazo, Costo y Calidad.	La gestión Estratégica de Proyectos es un enfoque metódico para planificar y orientar los procesos del proyecto de principio a fin, aplicando conocimientos, habilidades y técnicas para ejecutar un proyecto de manera eficaz y eficiente.	A).TIEMPO (Plazos) $T_{TOTAL} = T_{AD} + T_{EP} + T_{MC}$	<ul style="list-style-type: none"> • En el Análisis y Diseño estructural (TAD). • En la elaboración de planos (TEP). • Memoria de cálculos (TMC). 	NOMINAL
			B).COSTOS $C_{TOTAL} = C_{EP} + C_{MC}$	<ul style="list-style-type: none"> • Costos en la elaboración de planos (CEP). • Costos en la elaboración de la Memoria de cálculos (CMC). 	
			C).CALIDAD (Seguridad) $C_{TOTAL} = C_{AD} + C_P + C_R$	<ul style="list-style-type: none"> • Calidad en el Análisis y Diseño estructural (CAD). • Calidad de planos (CP). • Confiabilidad en los resultados (CR). 	

2.3 Población y muestra

2.3.1 Población:

Lo constituyeron 16 Inmobiliarias de Chiclayo que se dedican al rubro de Edificaciones, Inmobiliarias, que se muestran en la tabla adjunta:

Tabla 1.
Inmobiliarias de Chiclayo

EMPRESAS	CARACTERÍSTICAS	
	DIRECCIÓN	INFORMACIÓN GENERAL
INMOBILIARIA LAS PALMAS	Calle Izaga 730 Proyecto La Alborada, Km. 6 - Altura del Puente 5 de la Nueva Carretera Chiclayo-Monsefú.	Empresa Inmobiliaria Chiclayana, con 16 años de trayectoria en construcción y venta de terrenos, casas y departamentos.
CONSTRUCTORA E INMOBILIARIA CORAMSA	Calle Torres Paz, 776 – Chiclayo.	Construcción departamentos, edificios comerciales, colegios, coliseos, casas, etc., obras de infraestructura, construcciones industriales, obras de electrificación, movimiento de tierras.
J Y C EDIFICACIONES Y EQUIPOS SAC	Avenida Miguel Grau, 1519 - La Victoria – Chiclayo.	Proyectos de construcción, edificaciones, habilitaciones urbanas, alquiler de maquinaria, alquiler de maquinaria.
INMOBILIARIA CHICLAYO INGENIEROS	M.M. Izaga 725 Of. 403. Chiclayo – Lambayeque.	Construcción de Edificios completos.
INMOBILIARIA CAPELLI S.A.C	Av. José Leonardo Ortiz Nro.490 (3er.Piso). Chiclayo- Lambayeque.	Construcción de Edificios completos.
CONSTRUCTORA INMOBILIARIA ICM S.A.	Calle Manuel María Izaga Nro.740–Of.307. Chiclayo-Lambayeque.	Construcción de obras civiles, especialistas en diseño y cálculo estructural, reparación y reforzamiento sísmico de estructuras, supervisiones de obras, construcción de edificaciones con alto nivel de acabados.
CONCISA S.A	Call. Loreto Nro. 165 Urb. Patazca (Entre Av. Salaverry Y Francisco Cuneo). Chiclayo – Lambayeque	Actividades Especializadas de Construcción.

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 2.
Inmobiliarias de Chiclayo

EMPRESAS	CARACTERÍSTICAS	
	DIRECCIÓN	INFORMACIÓN GENERAL
ALTUM S.A.C	Calle Manuel M. Izaga, 514 - Oficina 3B. Chiclayo-Lambayeque.	Obras de concreto armado: elaboración de estructuras sismo resistentes, cimentaciones, columnas, losas, plateas de cimentación, etc., trabajos metal mecánicos en general.
INMOBILIARIA SUR SOCIEDAD COMERCIAL DE RESPONSABILIDAD LIMITADA.	Av. Víctor Raúl Haya De La Torre Nro. 250. Chiclayo – Lambayeque.	Construcción de Edificios completos
INMOBILIARIA SANTA ELENA S.A.	Calle 7 De enero Nro. 1657. Chiclayo-Lambayeque.	Construcción de Edificios completos.
SERVALCO E.I.R.L.	Avenida Balta, 910 - Of. 301. Chiclayo-Lambayeque.	Actividades Especializadas de Construcción.
E Y F EDIFICACIONES S.R.L.	Avenida Balta, 2100 - Piso 2. Chiclayo-Lambayeque.	Construcción de Edificios completos.
SP INMOBILIARIA & ASOCIADOS	Calle Juan Cuglievan, 619. Chiclayo-Lambayeque.	Actividades Especializadas de Construcción.
LIDERA INMOBILIARIA E.I.R.L	Calle Elías Aguirre, 748 - Of. 602. Chiclayo-Lambayeque.	Construcción de Edificios completos
INMOBILIARIA ACUARIO S.A.C.	Calle Manuel María Izaga Nro. 690 Pis 3. Chiclayo-Lambayeque.	Construcción de Edificios completos.
G Y M INMOBILIARIA SOCIEDAD ANÓNIMA CERRADA.	Calle Los Sauces Nro. 463 Urb. Santa Victoria. Chiclayo-Lambayeque.	Actividades Especializadas de Construcción.

Fuente: Elaboración Propia.

2.3.2 Muestra:

Se trabajó con la INMOBILIARIA CAPELLI S.A.C. – Chiclayo, el cual presenta las siguientes características:

CARACTERÍSTICAS:

- **DIRECCIÓN LEGAL:** Av. José Leonardo Ortiz Nro. 490 (3er. Piso). Chiclayo-Lambayeque.
- **INFORMACIÓN GENERAL:**
 - Actualmente se dedica a la Construcción de Edificios Completos.
 - Condición: Activo.
 - Inicio de Actividad: 01 / Abril / 2010
 - RUC: 20480837143

2.4 Técnica e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad

a) **Técnica de Gabinete:** Se utilizó fichas bibliográficas, comentario, textuales, que sirvieron para estructurar el marco teórico de la investigación.

b) **Técnica Campo:** Se utilizó diversas herramientas que permitieron el recojo de información pertinente como planos, encuestas, fotografías.

- ✓ **Encuestas:** Con el objetivo adquirir información de los Ingenieros, en relación al problema planteado. **(Ver Anexo 1)**
- ✓ **Planos:** Con la finalidad de obtener la representación gráfica del edificio Diseñado, asimismo estos obtienen los estudios de mecánica de suelos. **(Ver Anexo 1)**
- ✓ **Fotografías:** Con el propósito de obtener información de la Edificación ya construida.

2.5 Métodos de análisis de datos

Se efectuó un Análisis cuantitativo, utilizando para el procesamiento de la información el programa Excel 2013; SPSS versión 22, considerando el 95% de confiabilidad.

Para efectos del diseño de la edificación, se utilizó el software CYPECAD.

2.6 Aspectos éticos

Autorización por parte del Gerente General de la empresa INMOBILIARIA CAPELLI S.A.C., por lo que se utilizaron datos de la empresa, además estos fueron empleados para investigación científica, se reservó de manera ética cualesquier particularidad de la empresa.

III. RESULTADOS

3.1 Resultados obtenidos de la aplicación de la encuesta.

- Respecto al tiempo utilizado en el análisis, diseño estructural, elaboración de planos y memorias de cálculo en la gestión estratégica de proyectos en edificaciones en la empresa INMOBILIARIA CAPELLI S.A.C., en situaciones antes y después de diseñar con el software CYPECAD.
- Se determinó que el tiempo promedio asignado por los Ingenieros especialistas en estructuras en realizar el análisis estructural del edificio estudiado de cinco niveles sin el uso del software CYPECAD (**23,00 ± 5,06 hrs**) es mayor al respectivo tiempo promedio de realizarlo con el software CYPECAD (**18,67 ± 4,619 hrs**); sin embargo, la diferencia no fue significativa ($p > 0.05$)

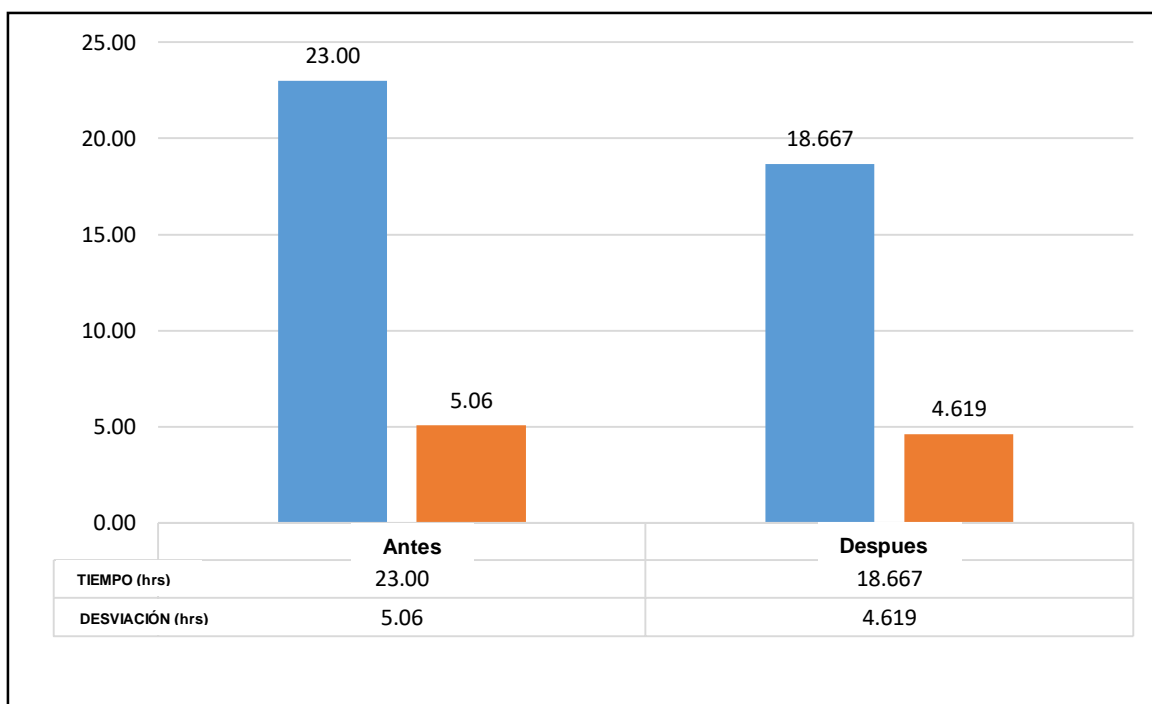


Figura 1: Tiempos en realizar el Análisis estructural antes y después de la aplicación del software CYPECAD. Chiclayo. Nov. 2016

Fuente: Tabla 3: Estadísticas de Grupo - Resultados del SPSS

Elaborado por: El autor.

El uso del software Cypecad redujo el tiempo en realizar el análisis estructural del edificio estudiado de cinco niveles en un porcentaje de 18.84% del tiempo calculado sin su aplicación, obteniendo de esta manera un tiempo de 18.667 horas.

- El tiempo promedio asignado por los Ingenieros especialistas en estructuras en realizar el diseño estructural del edificio estudiado de cinco niveles sin el uso del software CYPECAD (**88,81 ± 15,719 hrs**) es significativamente mayor al tiempo promedio de realizarlo con el software CYPECAD (**21,00 ± 12,288 hrs**) ($p < 0.05$)

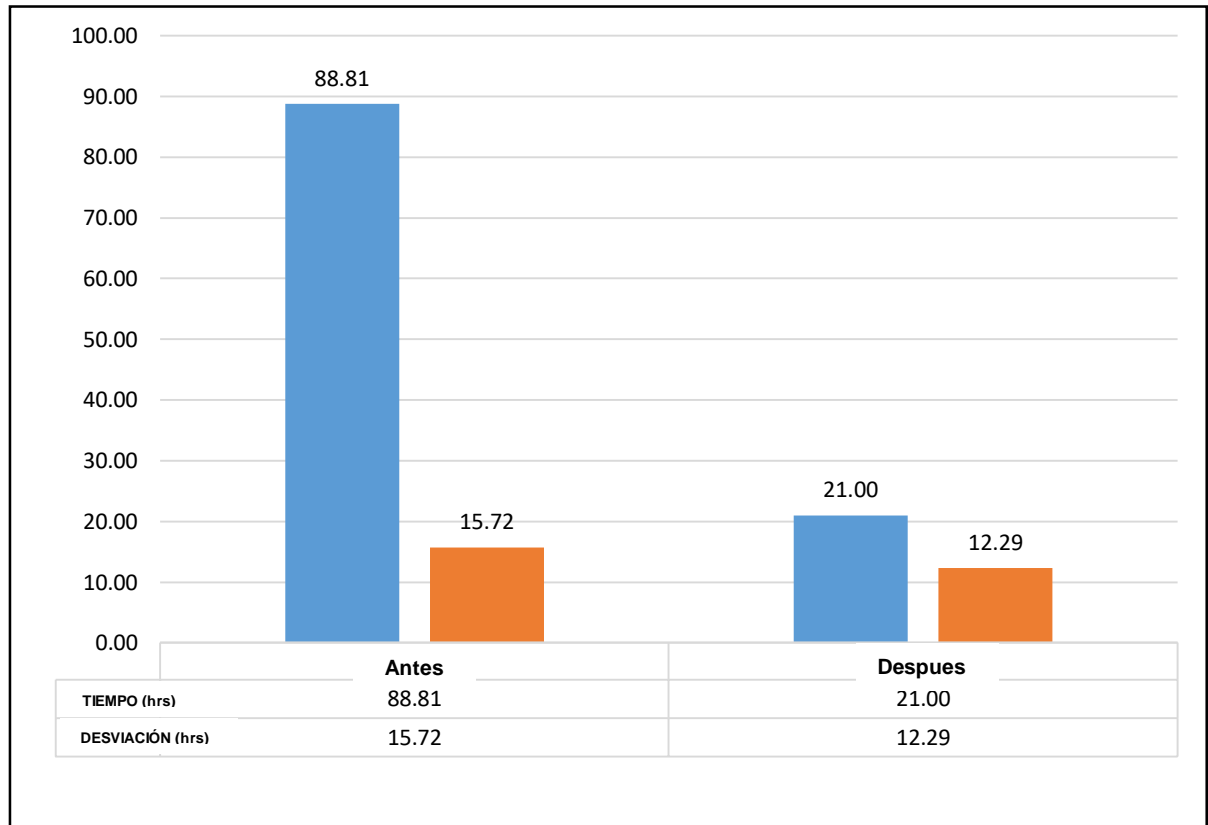


Figura 2: Tiempos en realizar el diseño estructural antes y después de la aplicación del software CYPECAD. Chiclayo. Nov. 2016

Fuente: Tabla 3: Estadísticas de Grupo - Resultados del SPSS

Elaborado por: El autor.

El uso del software Cypecad redujo el tiempo en realizar el diseño estructural del edificio estudiado de cinco niveles en un porcentaje de 76.35% del tiempo calculado sin su aplicación, obteniendo de esta manera un tiempo de 21.00 horas.

- El tiempo promedio asignado por los Ingenieros especialistas en estructuras en elaborar los planos estructurales del edificio estudiado de cinco niveles sin el uso del software CYPECAD (**114,31 ± 14,768 hrs**) es significativamente mayor al tiempo promedio de realizarlo con el software CYPECAD (**38,33 ± 14,572 hrs**) ($p < 0.05$)

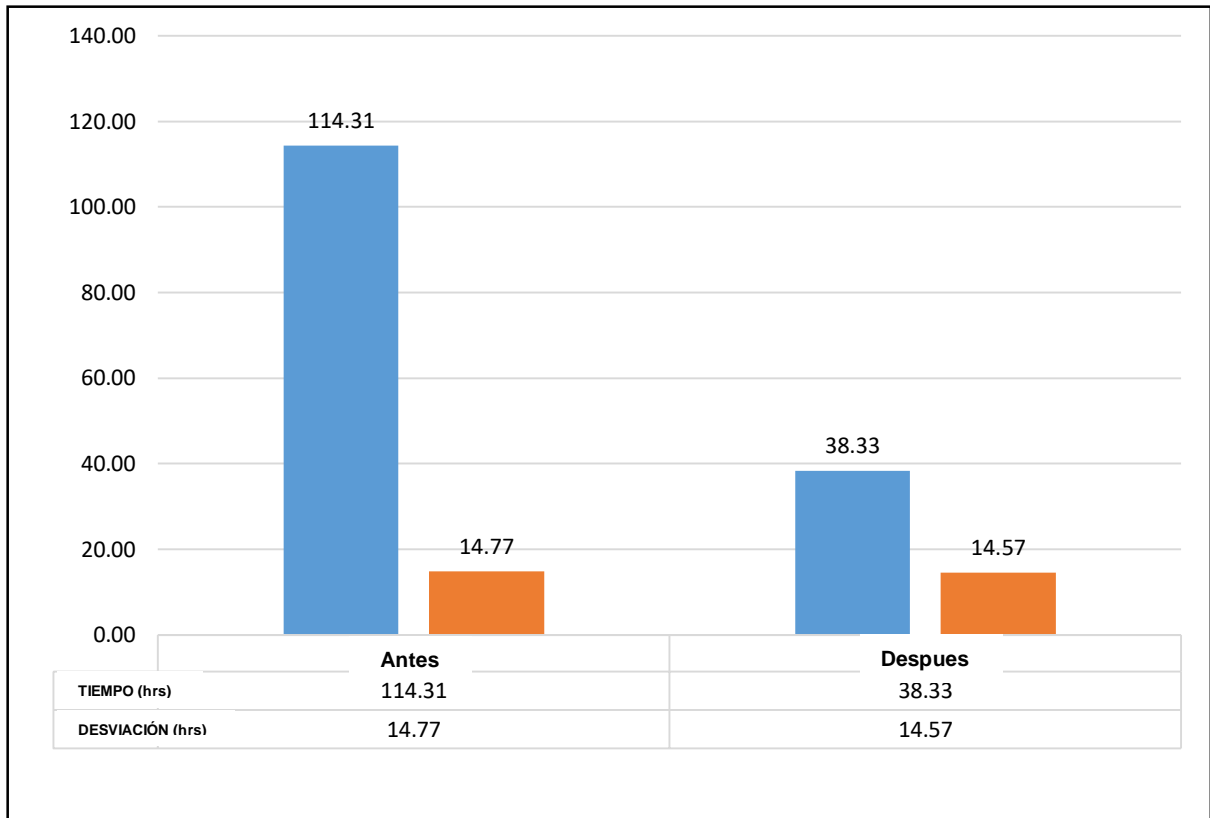


Figura 3: Tiempos en elaborar los planos estructurales antes y después de la aplicación del software CYPECAD. Chiclayo. Nov. 2016

Fuente: Tabla 3: Estadísticas de Grupo - Resultados del SPSS

Elaborado por: El autor.

El uso del software Cypecad redujo el tiempo en elaborar los planos estructural del edificio estudiado de cinco niveles en un porcentaje de 66.47% del tiempo calculado sin su aplicación, obteniendo de esta manera un tiempo de 38.33 horas.

- El tiempo promedio asignado por los Ingenieros especialistas en estructuras en elaborar la memoria de cálculo del edificio estudiado de cinco niveles sin el uso del software CYPECAD (**11,94 ± 3,750 hrs**) es significativamente mayor al tiempo promedio de realizarlo con el software CYPECAD (**2,67 ± 1,155 hrs**) ($p < 0.05$)

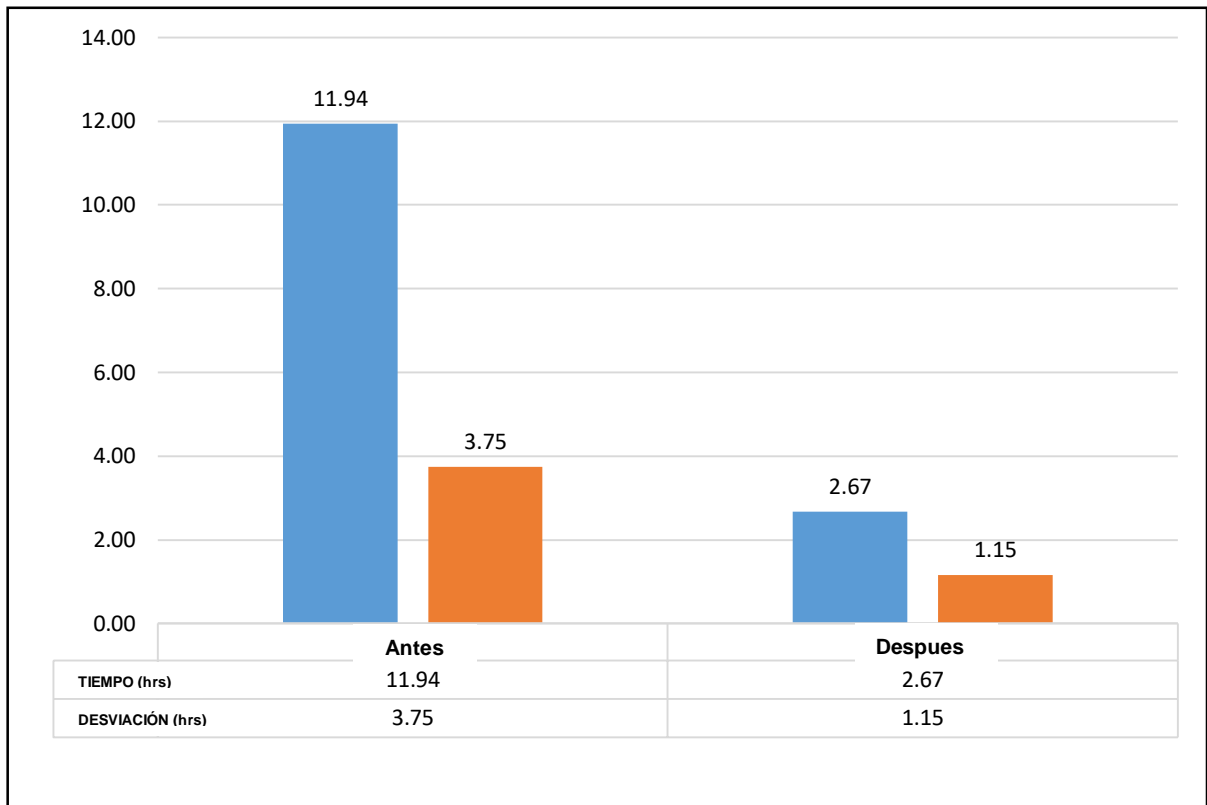


Figura 4: Tiempos en elaborar la memoria de cálculo antes y después de la aplicación del software CYPECAD. Chiclayo. Nov. 2016

Fuente: Tabla 3: Estadísticas de Grupo - Resultados del SPSS

Elaborado por: El autor.

El uso del software Cypecad redujo el tiempo en elaborar la memoria de cálculo del edificio estudiado de cinco niveles en un porcentaje de 77.60% del tiempo calculado sin su aplicación, obteniendo de esta manera un tiempo de 2.67 horas.

- Los costos utilizados en la elaboración de planos y memorias de cálculo en la gestión estratégica de proyectos en edificaciones en la empresa INMOBILIARIA CAPELLI S.A.C., en situaciones antes y después de diseñar con el software CYPECAD.
 - Se determinó que el costo promedio en elaborar los planos estructurales del edificio estudiado de cinco niveles sin el uso del software CYPECAD (**2993,75 ± 946,903 S/**) es significativamente mayor al costo promedio de elaborarlos con el uso del software CYPECAD (**1433,33 ± 404,145 S/**) ($p < 0.05$)

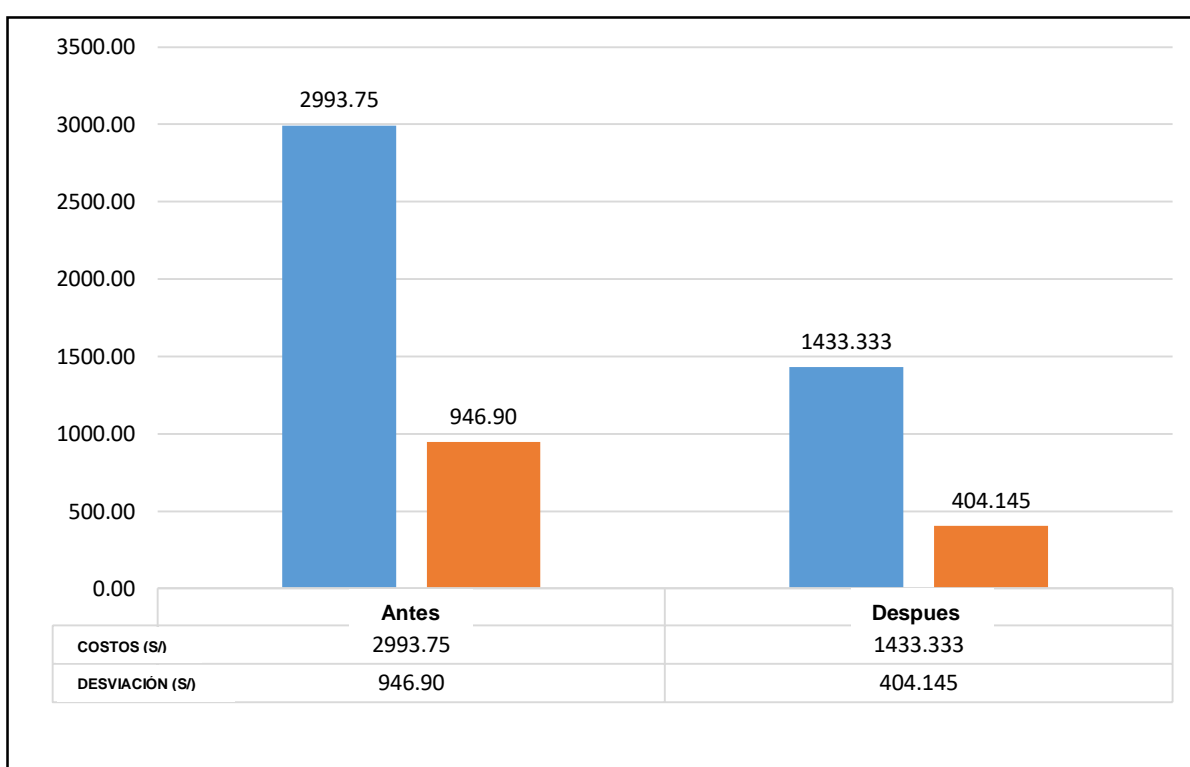


Figura 5: Costos en elaborar los planos estructurales antes y después de la aplicación del software CYPECAD. Chiclayo. Nov. 2016

Fuente: Tabla 3: Estadísticas de Grupo - Resultados del SPSS

Elaborado por: El autor.

El uso del software Cypecad redujo los costos en la elaboración de los planos estructurales del edificio estudiado de cinco niveles en un porcentaje de 52.12% del costo calculado sin su aplicación, obteniendo de esta manera un costo de 1433.333 soles.

- El costo promedio en elaborar la memoria de cálculo del edificio estudiado de cinco niveles sin el uso del software CYPECAD (**461,25 ± 126,590 S/**) es significativamente mayor al costo promedio de elaborarlos con el uso del software CYPECAD (**150,00 ± 50,00 S/**) ($p < 0.05$)

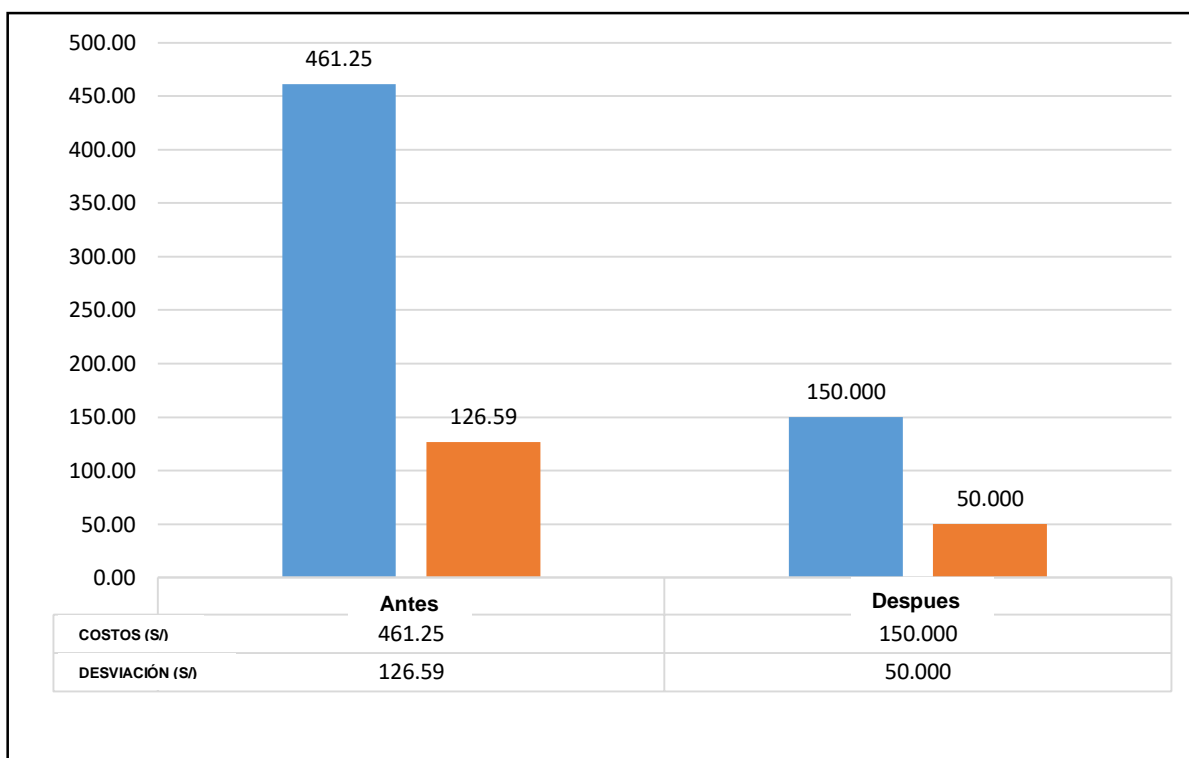


Figura 6: Costos en elaborar la memoria de cálculo antes y después de la aplicación del software CYPECAD. Chiclayo. Nov. 2016

Fuente: Tabla 3: Estadísticas de Grupo - Resultados del SPSS

Elaborado por: El autor.

El uso del software Cypecad redujo los costos en la elaboración de la memoria de cálculo del edificio estudiado de cinco niveles en un porcentaje de 67.48% del costo calculado sin su aplicación, obteniendo de esta manera un costo de 150.00 soles.

Tabla 3.
Estadísticas de Grupo – Resultados del SPSS

ESTADÍSTICAS DE GRUPO						
	ANTES VS DESPUÉS DE LA APLICACIÓN DEL SOFTWARE CYPECAD		N	Media	Desviación estándar	Media de error estándar
TIEMPO EN REALIZAR EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL SIN EL CYPECAD	1	16	23,00	5,060	1,265	
	2	3	18,67	4,619	2,667	
TIEMPO EN REALIZAR EL DISEÑO ESTRUCTURAL SIN EL CYPECAD	1	16	88,81	15,719	3,930	
	2	3	21,00	12,288	7,095	
TIEMPO EN ELABORAR LOS PLANOS ESTRUCTURALES SIN EL CYPECAD	1	16	114,31	14,768	3,692	
	2	3	38,33	14,572	8,413	
TIEMPO EN ELABORAR LA MEMORIA DE CÁLCULO SIN EL CYPECAD	1	16	11,94	3,750	,938	
	2	3	2,67	1,155	,667	
COSTOS EN ELABORAR LOS PLANOS ESTRUCTURALES SIN EL CYPECAD	1	16	2993,75	946,903	236,726	
	2	3	1433,33	404,145	233,333	
COSTOS EN ELABORAR LA MEMORIA DE CÁLCULO SIN EL CYPECAD	1	16	461,25	126,590	31,647	
	2	3	150,00	50,000	28,868	

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 4.
Prueba de muestras Independientes – Resultados del SPSS

PRUEBA DE MUESTRAS INDEPENDIENTES										
Prueba de Levene de calidad										
de varianzas										
prueba t para la igualdad de medias										
95% de intervalo de										
confianza de la										
diferencia										
Diferencia										
de error										
Sig.										
(bilateral)										
Diferencia										
de medias										
Sig.										
F										
Sig.										
t										
gl										
Inferior										
Superior										
TIEMPO EN REALIZAR EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL SIN EL CYPECAD	Se asumen varianzas iguales	,010	,922	1,375	17	,187	4,333	3,152	-2,317	10,983
TIEMPO EN REALIZAR EL DISEÑO ESTRUCTURAL SIN EL CYPECAD	No se asumen varianzas iguales			1,468	2,981	,239	4,333	2,951	-5,093	13,760
TIEMPO EN REALIZAR EL DISEÑO ESTRUCTURAL SIN EL CYPECAD	Se asumen varianzas iguales	,600	,449	7,019	17	,000	67,813	9,661	47,430	88,195
TIEMPO EN REALIZAR EL DISEÑO ESTRUCTURAL SIN EL CYPECAD	No se asumen varianzas iguales			8,361	3,373	,002	67,813	8,110	43,545	92,080
TIEMPO EN ELABORAR LOS PLANOS ESTRUCTURALES SIN EL CYPECAD	Se asumen varianzas iguales	,001	,971	8,190	17	,000	75,979	9,277	56,407	95,552
TIEMPO EN ELABORAR LOS PLANOS ESTRUCTURALES SIN EL CYPECAD	No se asumen varianzas iguales			8,270	2,831	,005	75,979	9,187	45,725	106,233
TIEMPO EN ELABORAR LA MEMORIA DE CÁLCULO SIN EL CYPECAD	Se asumen varianzas iguales	,547	,470	4,157	17	,001	9,271	2,230	4,566	13,976
TIEMPO EN ELABORAR LA MEMORIA DE CÁLCULO SIN EL CYPECAD	No se asumen varianzas iguales			8,059	11,655	,000	9,271	1,150	6,756	11,786
COSTOS EN ELABORAR LOS PLANOS ESTRUCTURALES SIN EL CYPECAD	Se asumen varianzas iguales	1,209	,287	2,755	17	,014	1560,417	566,362	365,498	2755,336
COSTOS EN ELABORAR LOS PLANOS ESTRUCTURALES SIN EL CYPECAD	No se asumen varianzas iguales			4,695	7,217	,002	1560,417	332,391	779,195	2341,638
COSTOS EN ELABORAR LA MEMORIA DE CÁLCULO SIN EL CYPECAD	Se asumen varianzas iguales	4,692	,045	4,118	17	,001	311,250	75,587	151,775	470,725
COSTOS EN ELABORAR LA MEMORIA DE CÁLCULO SIN EL CYPECAD	No se asumen varianzas iguales			7,266	8,131	,000	311,250	42,836	212,746	409,754

Fuente: Elaboración Propia.

- La calidad evaluada en el proceso de análisis y diseño estructural, planos, confiabilidad de los resultados en la gestión estratégica de proyectos en edificaciones en la empresa INMOBILIARIA CAPELLI S.A.C., en situaciones antes y después de diseñar con el software CYPECAD.
- Se determinó que el puntaje promedio asignado por los Ingenieros especialistas en estructuras a la calidad del análisis estructural que han tenido a cargo en su vida profesional sin el uso del software CYPECAD **(7,88 ± 0,342 puntos)** fue significativamente menor al puntaje promedio asignado por los mismos especialistas a la calidad del análisis estructural realizado con el software CYPECAD **(9,94 ± 0,250 puntos)** ($p < 0.05$)

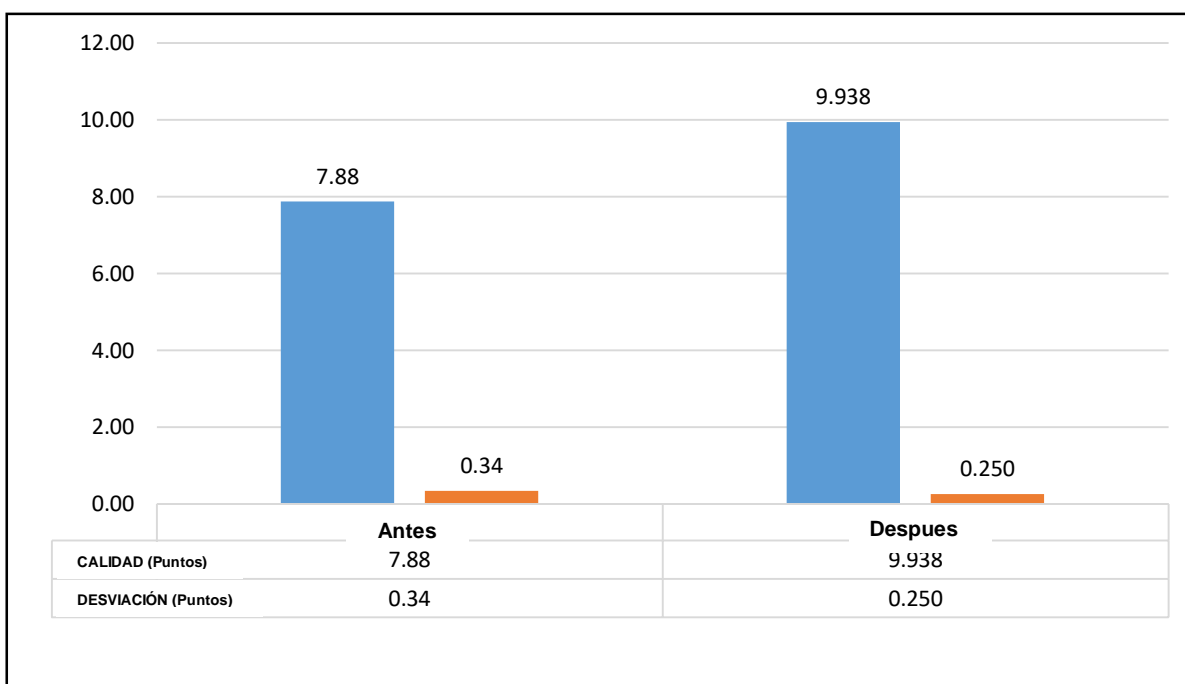


Figura 7: Calidad del análisis estructural antes y después de la aplicación del software CYPECAD. Chiclayo. Nov. 2016

Fuente: Tabla 5: Estadísticas de Muestras Emparejadas - Resultados del SPSS

Elaborado por: El autor.

El uso del software Cypecad aumentó la calidad del análisis estructural del edificio estudiado de cinco niveles en un porcentaje de 26.10% de la calidad calculada sin su aplicación, obteniendo de esta manera una calidad de 9.938 puntos.

- El puntaje promedio asignado por los Ingenieros especialistas en estructuras a la calidad del diseño estructural que han tenido a cargo en su vida profesional sin el uso del software CYPECAD (**8,06 ± 0,443 puntos**) fue significativamente menor al puntaje promedio asignado por los mismos especialistas a la calidad del diseño estructural obtenido con el software CYPECAD (**9,81 ± 0,403 puntos**) ($p < 0.05$)

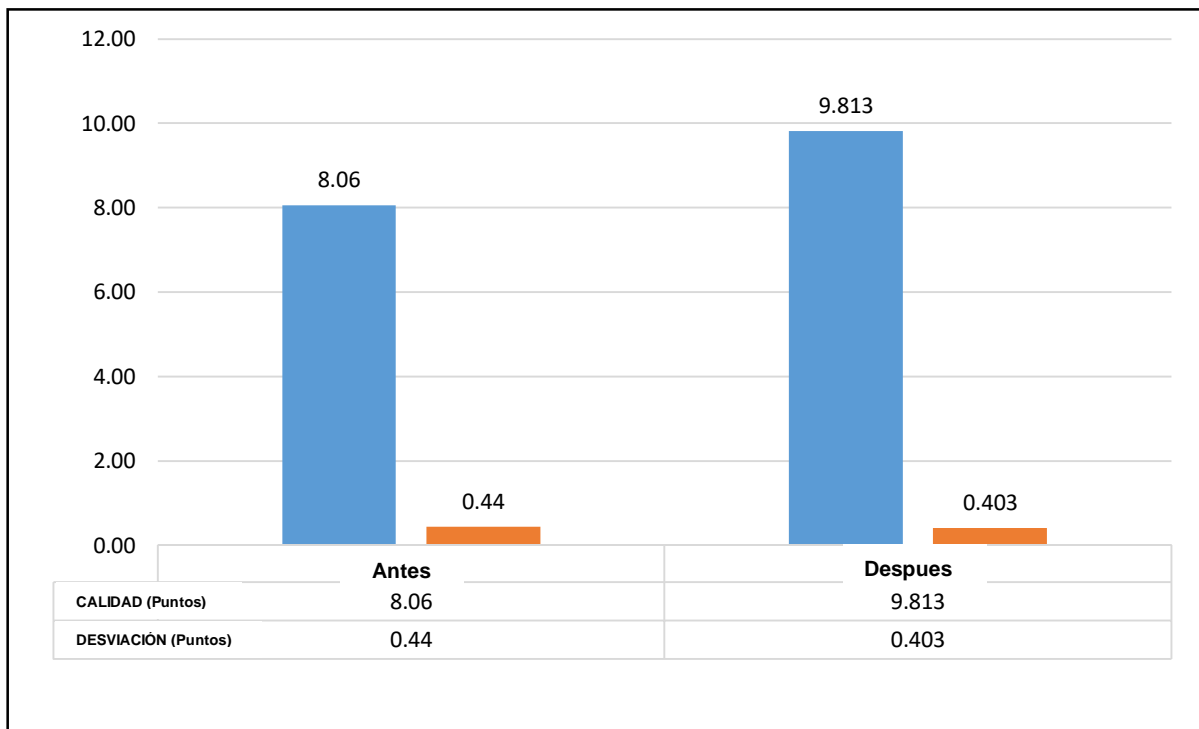


Figura 8: Calidad del diseño estructural antes y después de la aplicación del software CYPECAD. Chiclayo. Nov. 2016

Fuente: Tabla 5: Estadísticas de Muestras Emparejadas - Resultados del SPSS

Elaborado por: El autor.

El uso del software Cypecad aumentó la calidad del diseño estructural del edificio estudiado de cinco niveles en un porcentaje de 21.66% de la calidad calculada sin su aplicación, obteniendo de esta manera una calidad de 9.813 puntos.

- El puntaje promedio asignado por los Ingenieros especialistas en estructuras a la calidad de los planos estructurales que han tenido a cargo en su vida profesional sin el uso del software CYPECAD (**7,31 ± 0,479 puntos**) fue significativamente menor al puntaje promedio asignado por los mismos especialistas a la calidad de los planos estructurales con el uso del software CYPECAD (**9,63 ± 0,500 puntos**) ($p < 0.05$)

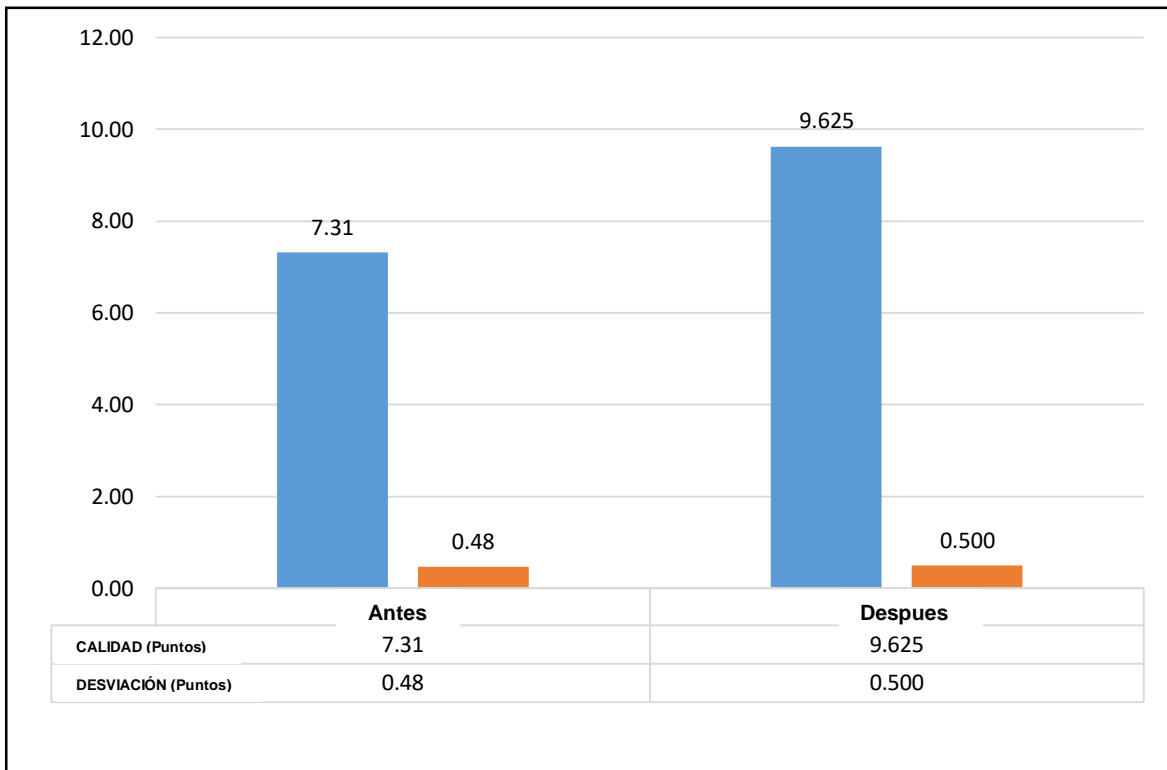


Figura 9: Calidad de los planos estructurales antes y después de la aplicación del software CYPECAD. Chiclayo. Nov. 2016

Fuente: Tabla 5: Estadísticas de Muestras Emparejadas - Resultados del SPSS

Elaborado por: El autor.

El uso del software Cypecad aumentó la calidad de los planos estructural del edificio estudiado de cinco niveles en un porcentaje de 31.67% de la calidad calculada sin su aplicación, obteniendo de esta manera una calidad de 9.625 puntos.

- El puntaje promedio asignado por los Ingenieros especialistas en estructuras a la calidad en la confiabilidad de los resultados estructurales que han tenido a cargo en su vida profesional sin el uso del software CYPECAD (**8,50 ± 0,730 puntos**) fue significativamente menor al puntaje promedio asignado por los mismos especialistas a la calidad en la confiabilidad de los resultados estructurales con el uso del software CYPECAD (**10,00 ± 0,000 puntos**) ($p < 0.05$)

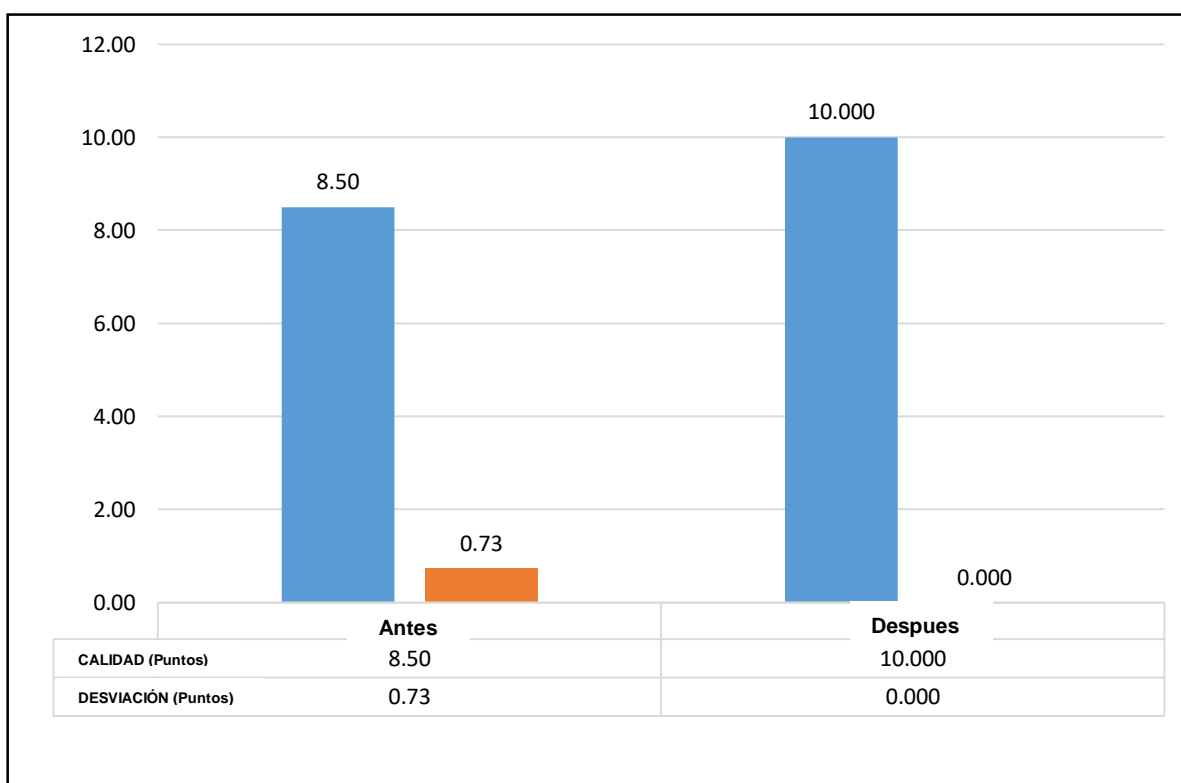


Figura 10: Calidad en la confiabilidad de los resultados estructurales antes y después de la aplicación del software CYPECAD. Chiclayo. Nov. 2016

Fuente: Tabla 5: Estadísticas de Muestras Emparejadas - Resultados del SPSS

Elaborado por: El autor.

El uso del software Cypecad aumentó la calidad en la confiabilidad de los resultados estructurales del edificio estudiado de cinco niveles en un porcentaje de 17.59% de la calidad calculada sin su aplicación, obteniendo de esta manera una calidad de 10.00 puntos.

Tabla 5.
Estadísticas de muestras Emparejadas – Resultados del SPSS

		ESTADÍSTICAS DE MUESTRAS EMPAREJADAS			
		Media	N	Desviación estándar	Media de error estándar
Par 1	PUNTAJE ASIGNADO A LA CALIDAD DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL SIN EL CYPECAD	7,88	16	,342	,085
	PUNTAJE ASIGNADO A LA CALIDAD DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL CON EL CYPECAD	9,94	16	,250	,063
Par 2	PUNTAJE ASIGNADO A LA CALIDAD DISEÑO ESTRUCTURAL SIN EL CYPECAD	8,06	16	,443	,111
	PUNTAJE ASIGNADO A LA CALIDAD DISEÑO ESTRUCTURAL CON EL CYPECAD	9,81	16	,403	,101
Par 3	PUNTAJE ASIGNADO A LA CALIDAD DE LOS PLANOS ESTRUCTURALES SIN EL CYPECAD	7,31	16	,479	,120
	PUNTAJE ASIGNADO A LA CALIDAD DE LOS PLANOS ESTRUCTURALES CON EL CYPECAD	9,63	16	,500	,125
Par 4	PUNTAJE ASIGNADO A LA CALIDAD EN LA CONFIABILIDAD DE LOS RESULTADOS ESTRUCTURALES SIN EL CYPECAD	8,50	16	,730	,183
	PUNTAJE ASIGNADO A LA CALIDAD EN LA CONFIABILIDAD DE LOS RESULTADOS ESTRUCTURALES CON EL CYPECAD	10,00	16	,000	,000

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 6.
Prueba de muestras Emparejadas – Resultados del SPSS

		PRUEBA DE MUESTRAS EMPAREJADAS							
		Diferencias emparejadas							
		95% de intervalo de confianza de							
		Media	Desviación estándar	Media de error estándar	la diferencia		t	gl	Sig. (bilateral)
					Inferior	Superior			
Par 1	PUNTAJE ASIGNADO A LA CALIDAD DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL SIN EL CYPECAD - PUNTAJE ASIGNADO A LA CALIDAD DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL CON EL CYPECAD	-2,063	,250	,062	-2,196	-1,929	-33,000	15	,000
Par 2	PUNTAJE ASIGNADO A LA CALIDAD DISEÑO ESTRUCTURAL SIN EL CYPECAD - PUNTAJE ASIGNADO A LA CALIDAD DISEÑO ESTRUCTURAL CON EL CYPECAD	-1,750	,577	,144	-2,058	-1,442	-12,124	15	,000
Par 3	PUNTAJE ASIGNADO A LA CALIDAD DE LOS PLANOS ESTRUCTURALES SIN EL CYPECAD - PUNTAJE ASIGNADO A LA CALIDAD DE LOS PLANOS ESTRUCTURALES CON EL CYPECAD	-2,313	,479	,120	-2,568	-2,057	-19,323	15	,000
Par 4	PUNTAJE ASIGNADO A LA CALIDAD EN LA CONFIABILIDAD DE LOS RESULTADOS ESTRUCTURALES SIN EL CYPECAD - PUNTAJE ASIGNADO A LA CALIDAD EN LA CONFIABILIDAD DE LOS RESULTADOS ESTRUCTURALES CON EL CYPECAD	-1,500	,730	,183	-1,889	-1,111	-8,216	15	,000

Fuente: Elaboración Propia.

3.2 Resultados del edificio diseñado con cypecad

Análisis Estructural

El análisis estructural se ha realizado mediante el programa de cálculo CYPECAD 2017e, por métodos matriciales ó por elementos finitos. Se ha considerado la flexibilidad del suelo en el análisis, considerando el modelo de Winkler como modelo para idealizar la interacción suelo – estructura.

La edificación en su conjunto, se ha estructurado, con un sistema de muros y pórticos con rigidez suficiente en ambas direcciones para limitar los desplazamientos o derivas calculados para un sismo de diseño.

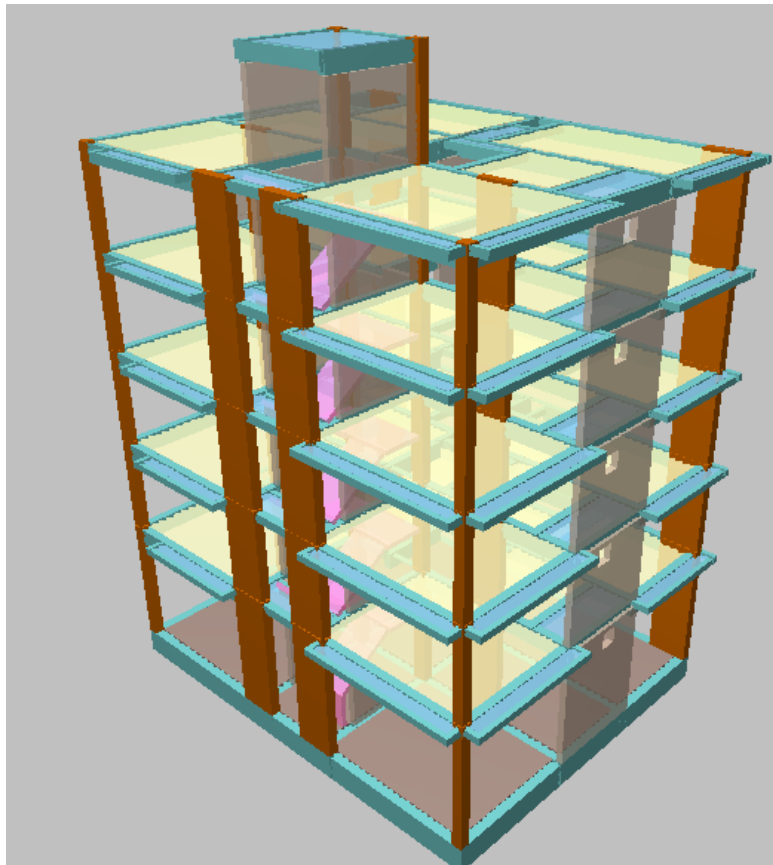


Figura 11: Vista panorámica de las estructuras. Chiclayo. Nov. 2016

Fuente: software CYPECAD

Elaborado por: El autor.

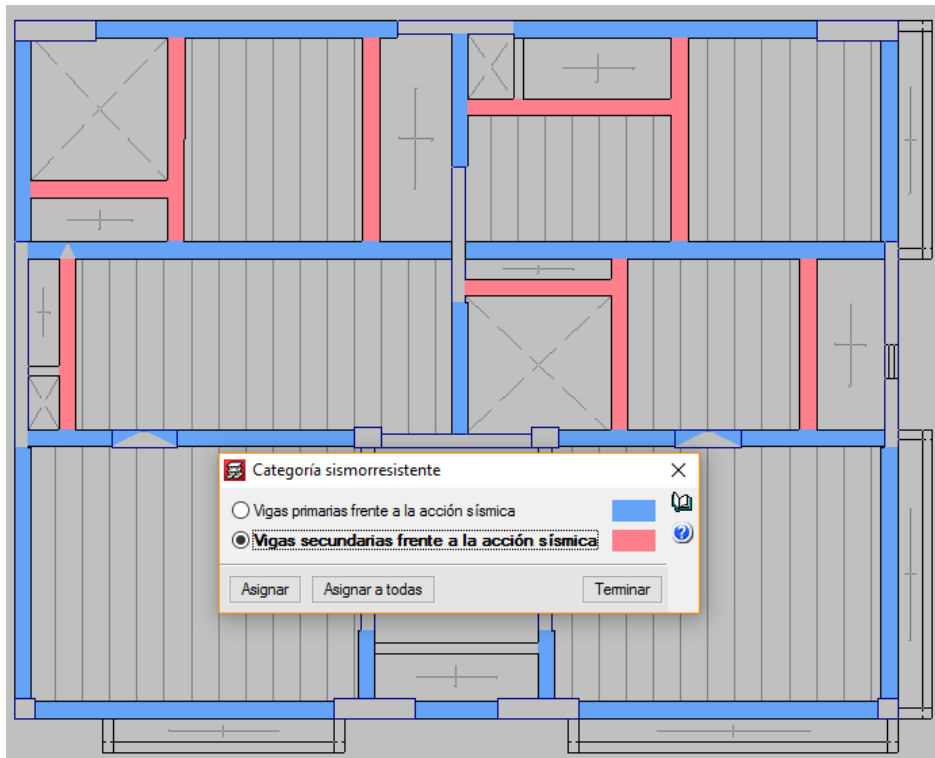


Figura 12: Vista en planta de vigas que conforman el sistema resistente a sismos, en azul; y vigas que no conforman parte de este sistema, en rosa. Chiclayo. Nov. 2016

Fuente: software CYPECAD

Elaborado por: El autor.

Parámetros necesarios para la definición del espectro

Z: Factor de zona (Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016), Tabla 1)

Z : 0.45

Zona sísmica (Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016), Fig 1 y Anexo 1): Zona 4

U: Factor de importancia (Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016), Tabla 3)

U : 1.00

Importancia de la obra (Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016), Artículo 3.1 y Tabla 5): C: Edificaciones comunes

S: Factor de amplificación del suelo (Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016), Tabla 3)

S : 1.10

Tipo de perfil de suelo (Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016), 2.3.1): S3

T_p : Periodo de la plataforma del espectro (Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016), Tabla 4)	T_p : <u>1.00 s</u>
T_i : Periodo que define el inicio de la zona del espectro con desplazamiento constante (Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016), Tabla 4)	T_i : <u>1.60 s</u>
Tipo de perfil de suelo (Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016), 2.3.1): S3	

Espectro de diseño de aceleraciones

El espectro de diseño sísmico se obtiene reduciendo el espectro elástico por el coeficiente (R) correspondiente a cada dirección de análisis.

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R} = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R}$$

R_x : Coeficiente de reducción (X) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016), Tabla 6)	R_x : <u>7.00</u>
--	------------------------------------

$$R_x = R_{ox} \cdot I_a \cdot I_p$$

R_{ox} : Coeficiente de reducción (X) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016), Tabla 7)	R_{ox} : <u>7.00</u>
---	-------------------------------------

R_y : Coeficiente de reducción (Y) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016), Tabla 6)	R_y : <u>6.00</u>
--	------------------------------------

$$R_y = R_{oy} \cdot I_a \cdot I_p$$

R_{oy} : Coeficiente de reducción (Y) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016), Tabla 7)	R_{oy} : <u>6.00</u>
---	-------------------------------------

I_a : Factor de irregularidad en altura (X) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016), Tabla 8)	I_a : <u>1.00</u>
---	------------------------------------

I_a : Factor de irregularidad en altura (Y) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016), Tabla 8)	I_a : <u>1.00</u>
---	------------------------------------

I_p : Factor de irregularidad en planta (X) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016), Tabla 9)	I_p : <u>1.00</u>
---	------------------------------------

I_p : Factor de irregularidad en planta (Y) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016), Tabla 9)	I_p : <u>1.00</u>
---	------------------------------------

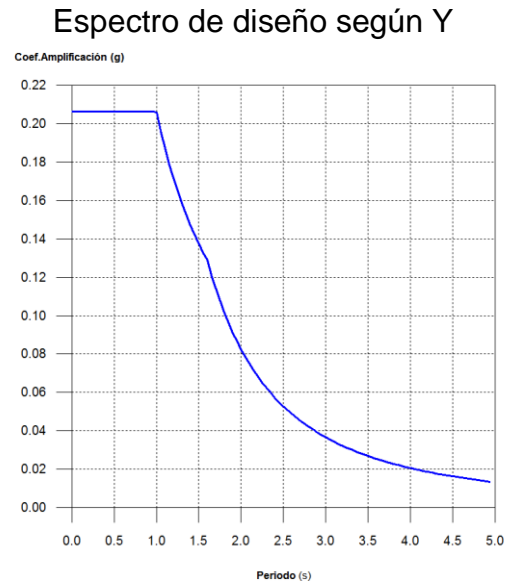
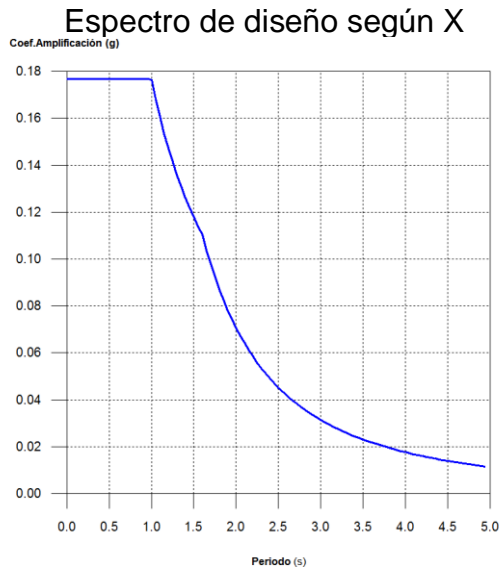


Figura 13: Espectro de diseño según Norma Técnica E.030 2014 (decreto nº003-2016) (Artículo 4.6.2 y 2.5).

Fuente: software CYPECAD

Elaborado por: El autor.

Justificación del coeficiente de reducción sísmica elegido

Se ha elegido el sistema estructural en función del cortante que absorbe cada tipo de elemento estructural, como se indica en la norma E.030 vigente.

En la tabla siguiente, el porcentaje de cortante sísmico de la columna 'Muros' incluye el cortante resistido por muros, pantallas y elementos de arriostramiento

Tabla 7.
Hipótesis sísmica: Sismo X1

Planta	%Q _X		%Q _Y	
	Pilares	Muros	Pilares	Muros
TANQUE ELEVADO	68.07	31.93	64.02	35.98
AZOTEA	70.67	29.33	12.23	87.77
TECHO 4	54.15	45.85	12.58	87.42
TECHO 3	47.31	52.69	10.13	89.87
TECHO 2	44.28	55.72	9.80	90.20
TECHO 1	54.35	45.65	14.61	85.39

Fuente: software CYPECAD

Elaborado por: El autor.

Tabla 8.
Hipótesis sísmica: Sismo Y1

Planta	%QX		%QY	
	Pilares	Muros	Pilares	Muros
TANQUE ELEVADO	57.01	42.99	51.12	48.88
AZOTEA	47.68	52.32	20.37	79.63
TECHO 4	46.40	53.60	14.41	85.59
TECHO 3	41.01	58.99	12.28	87.72
TECHO 2	40.79	59.21	11.22	88.78
TECHO 1	49.39	50.61	17.34	82.66

Fuente: software CYPECAD

Elaborado por: El autor.

Se concluye que para la dirección X, el cortante es resistido casi equitativamente por ambos tipos de elementos, por lo cual le corresponde el sistema estructural Dual. Mientras tanto, en la dirección Y, más del 80% del cortante es absorbido por muros, para lo cual le corresponde el sistema estructural de muros estructurales.

RESULTADOS SÍSMICOS

Desplazamientos Laterales Admisibles

Habiendo realizado el análisis sísmico de la edificación, se procedió a verificar las derivas de entrepiso con el valor máximo indicado en la norma E.030, el cual para edificaciones de este tipo es 0.007 o 1/143

Tabla 9.
Desplazamientos laterales admisibles

Planta	Desplome local máximo de los pilares (\square / h)				ESTADO
	Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas ⁽¹⁾		
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y	
TANQUE ELEVADO	----	----	1 / 210	1 / 172	OK
AZOTEA	----	----	1 / 192	1 / 152	OK
TECHO 4	----	----	1 / 174	1 / 147	OK
TECHO 3	----	----	1 / 164	1 / 144	OK
TECHO 2	----	----	1 / 162	1 / 146	OK
TECHO 1	----	----	1 / 173	1 / 154	OK

Notas:

⁽¹⁾ Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.

Fuente: software CYPECAD

Elaborado por: El autor.

Coeficientes de Participación

Procederemos ahora a verificar los modos de vibración y sus masas participativas.

Tabla 10.
Coeficientes de participación

Modo	T	L _x	L _y	L _{gz}	M _x	M _y	Hipótesis X(1)	Hipótesis Y(1)
Modo 1	0.525	0.0891	0.9077	0.4101	0.82 %	82.62 %	R = 7 A = 1.734 m/s ² D = 12.126 mm	R = 6 A = 2.023 m/s ² D = 14.147 mm
Modo 2	0.494	0.9256	0.1012	0.3649	83.04 %	0.97 %	R = 7 A = 1.734 m/s ² D = 10.7258 mm	R = 6 A = 2.023 m/s ² D = 12.5134 mm
Modo 3	0.360	0.0182	0.0173	0.9997	0.74 %	0.65 %	R = 7 A = 1.734 m/s ² D = 5.68527 mm	R = 6 A = 2.023 m/s ² D = 6.63281 mm
Modo 4	0.095	0.884	0.0582	0.4639	11.89 %	0.05 %	R = 7 A = 1.734 m/s ² D = 0.39484 mm	R = 6 A = 2.023 m/s ² D = 0.46065 mm
Modo 5	0.090	0.0188	0.0869	0.996	0.1 %	1.99 %	R = 7 A = 1.734 m/s ² D = 0.35742 mm	R = 6 A = 2.023 m/s ² D = 0.41699 mm
Modo 6	0.082	0.0114	0.427	0.9042	0.01 %	10.3 %	R = 7 A = 1.734 m/s ² D = 0.29202 mm	R = 6 A = 2.023 m/s ² D = 0.34069 mm
Total					96.6 %	96.58 %		

Fuente: software CYPECAD

Elaborado por: El autor.

T: Periodo de vibración en segundos.

L_x, L_y: Coeficientes de participación normalizados en cada dirección del análisis.

L_{gz}: Coeficiente de participación normalizado correspondiente al grado de libertad rotacional.

M_x, M_y: Porcentaje de masa desplazada por cada modo en cada dirección del análisis.

R: Relación entre la aceleración de cálculo usando la ductilidad asignada a la estructura y la aceleración de cálculo obtenida sin ductilidad.

A: Aceleración de cálculo, incluyendo la ductilidad.

D: Coeficiente del modo. Equivale al desplazamiento máximo del grado de libertad dinámico.

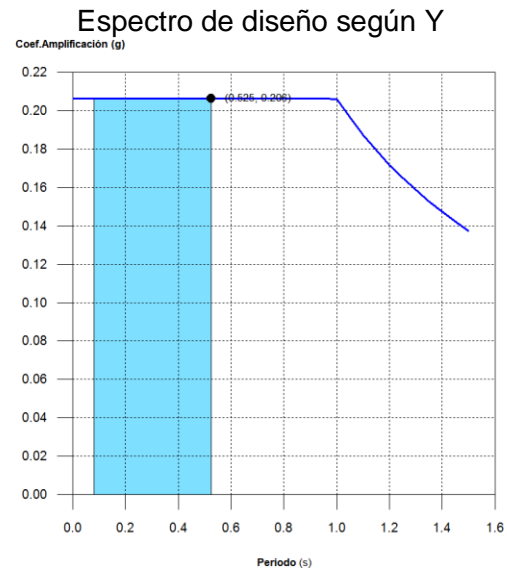
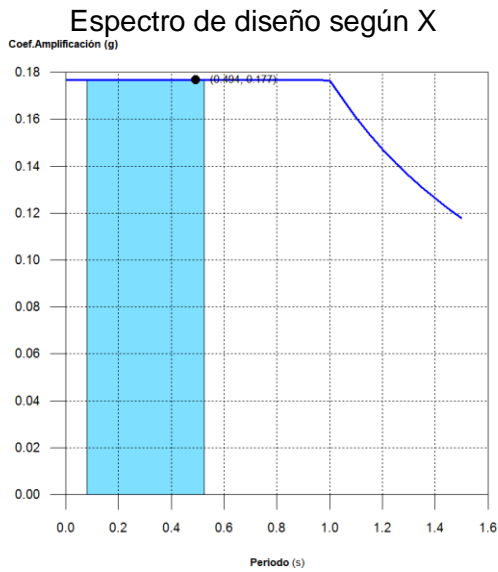


Figura 14: Representación de los periodos modales

Fuente: software CYPECAD

Elaborado por: El autor.

Se representa el rango de periodos abarcado por los modos estudiados, con indicación de los modos en los que se desplaza más del 30% de la masa:

Tabla 11.

Representación del rango de Periodos

Hipótesis Sismo X1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 2	0.494	0.177

Hipótesis Sismo Y1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 1	0.525	0.206

Fuente: software CYPECAD

Elaborado por: El autor.

Tabla 12.

Centro de masas, centro de rigidez y excentricidades de cada planta

Planta	c.d.m. (m)	c.d.r. (m)	e_x (m)	e_y (m)
TANQUE ELEVADO	(6.50, 2.89)	(6.50, 3.99)	0.00	-1.09
AZOTEA	(6.72, 4.83)	(6.26, 5.19)	0.47	-0.36
TECHO 4	(6.62, 5.19)	(6.23, 5.43)	0.38	-0.24
TECHO 3	(6.62, 5.20)	(6.33, 5.31)	0.28	-0.11
TECHO 2	(6.62, 5.20)	(6.33, 5.31)	0.28	-0.11
TECHO 1	(6.61, 5.18)	(6.30, 5.33)	0.31	-0.15

Fuente: software CYPECAD

Elaborado por: El autor.

c.d.m.: Coordenadas del centro de masas de la planta (X,Y)

c.d.r.: Coordenadas del centro de rigidez de la planta (X,Y)

e_x : Excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez (X)

e_y : Excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez (Y)

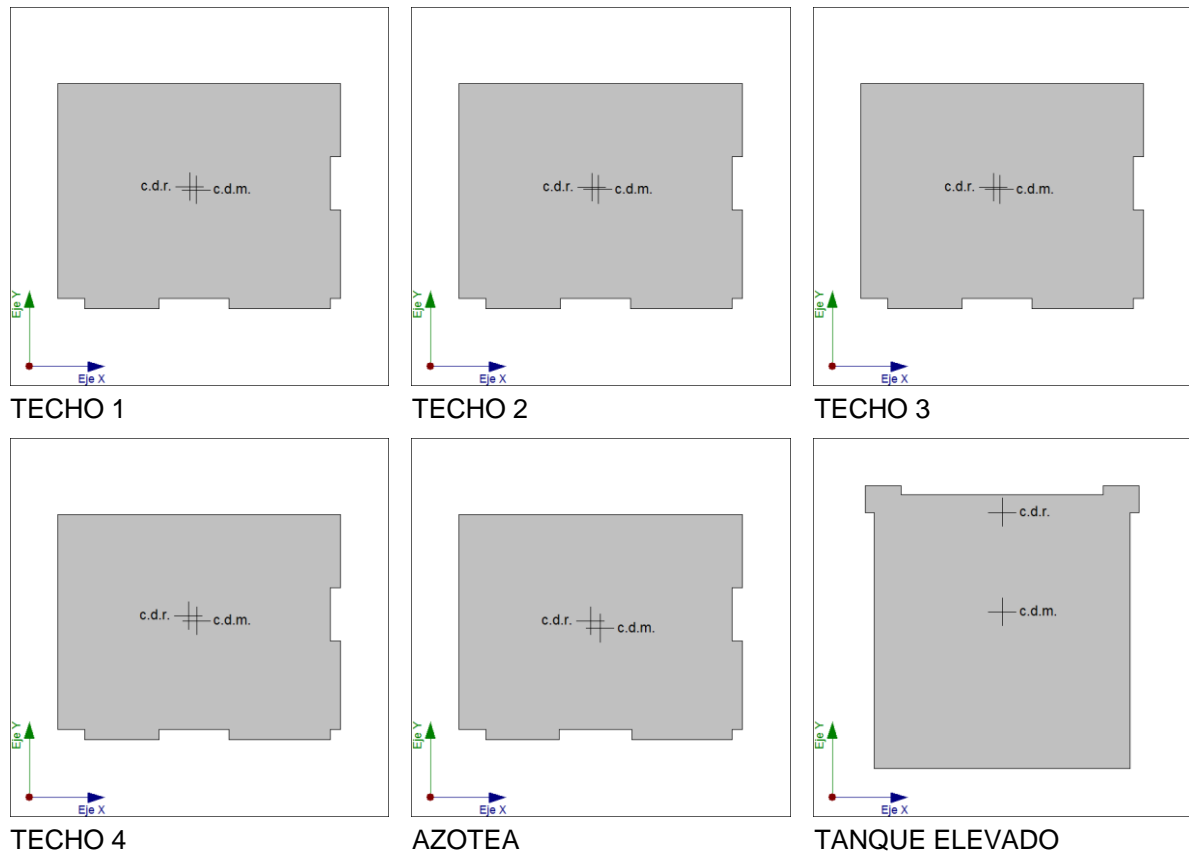


Figura 15: Representación gráfica del centro de masas y del centro de rigidez por planta. Chiclayo. Nov. 2016

Fuente: software CYPECAD

Elaborado por: El autor.

CORRECCIÓN POR CORTANTE BASAL

Cortante dinámico CQC

El cortante basal dinámico (V_d), por dirección e hipótesis sísmica, se obtiene mediante la combinación cuadrática completa (CQC) de los cortantes en la base por hipótesis modal.

Tabla 13.
Cortante basal dinámico en dirección X, por hipótesis sísmica

Hipótesis sísmica (X)	Hipótesis modal	V_x (t)	$V_{d,x}$ (t)
Sismo X1	Modo 1	1.2651	130.8890
	Modo 2	128.5037	
	Modo 3	1.1407	
	Modo 4	18.3999	
	Modo 5	0.1482	
	Modo 6	0.0117	

Fuente: software CYPECAD

Elaborado por: El autor.

Tabla 14.
Cortante basal dinámico en dirección Y, por hipótesis sísmica

Hipótesis sísmica (Y)	Hipótesis modal	V_y (t)	$V_{d,y}$ (t)
Sismo Y1	Modo 1	152.9716	155.8392
	Modo 2	1.7902	
	Modo 3	1.2013	
	Modo 4	0.0929	
	Modo 5	3.6897	
	Modo 6	19.0735	

Fuente: software CYPECAD

Elaborado por: El autor.

Cortante basal estático

El cortante sísmico en la base de la estructura se determina para cada una de las direcciones de análisis:

V_{s,x}: Cortante sísmico en la base (X) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016), Artículo 4.5.2)

V_{s,x} : 147.7516 t

$$V_{s,x} = \text{MAX}(S_d(T_{a,x}) \cdot P; 0.125 \cdot Z \cdot U \cdot S \cdot P)$$

S_{d,x}(T_a): Aceleración espectral horizontal de diseño (X) **S_{d,x}(T_a)** : 0.177 g

T_{a,x}: Periodo fundamental aproximado (X) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016), Artículo 4.5.4)

T_{a,x} : 0.37 s

$$T_a = h/45$$

Tipología estructural (X) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016), Artículo 4.5.4): II

h: Altura del edificio

h : 16.80 m

V_{s,y}: Cortante sísmico en la base (Y) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016), Artículo 4.5.2)

V_{s,y} : 172.3769 t

$$V_{s,y} = \text{MAX}(S_d(T_{a,y}) \cdot P; 0.125 \cdot Z \cdot U \cdot S \cdot P)$$

S_{d,y}(T_a): Aceleración espectral horizontal de diseño (Y) **S_{d,y}(T_a)** : 0.206 g

T_{a,y}: Periodo fundamental aproximado (Y) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016), Artículo 4.5.4)

T_{a,y} : 0.28 s

$$T_a = h/60$$

Tipología estructural (Y) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016), Artículo 4.5.4): III

h: Altura del edificio

h : 16.80 m

P: Peso sísmico total de la estructura

P : 835.7668 t

El peso sísmico total de la estructura es la suma de los pesos sísmicos de todas las plantas.

$$P = \sum_{i=1}^n p_i$$

p_i: Peso sísmico total de la planta "i"

Suma de la totalidad de la carga permanente y de la fracción de la sobrecarga de uso considerada en el cálculo de la acción sísmica.

Tabla 15.
Peso sísmico total de la planta "i"

Planta	P _i (t)
TANQUE ELEVADO	13.5562
AZOTEA	116.2473
TECHO 4	174.0823
TECHO 3	174.8195
TECHO 2	174.8195
TECHO 1	182.2421
P=∑p_i	835.7668

Fuente: software CYPECAD

Elaborado por: El autor.

Verificación de la condición de cortante basal

Cuando el valor del cortante dinámico total en la base (V_d), obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de análisis, es menor que el 80 % del cortante basal sísmico estático (V_s), todos los parámetros de la respuesta dinámica se multiplican por el factor de modificación: $0.80 \cdot V_s / V_d$.

Geometría en altura (Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016), Artículo 3.5): Regular

Tabla 16.
Verificación de la condición de cortante basal según Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016) (Artículo 4.6.4)

Hipótesis sísmica	Condición de cortante basal mínimo	Factor de modificación
Sismo X1	$V_{d,X1} \geq 0.80 \cdot V_{s,X}$	130.8890 t ≥ 118.2013 t
Sismo Y1	$V_{d,Y1} \geq 0.80 \cdot V_{s,Y}$	155.8392 t ≥ 137.9015 t

Fuente: software CYPECAD

Elaborado por: El autor.

$V_{d,x}$: Cortante basal dinámico en dirección X, por hipótesis sísmica

$V_{s,x}$: Cortante basal estático en dirección X, por hipótesis sísmica

$V_{d,y}$: Cortante basal dinámico en dirección Y, por hipótesis sísmica

$V_{s,y}$: Cortante basal estático en dirección Y, por hipótesis sísmica

N.P.: No procede

CIMENTACIONES

El diseño de cimentaciones deberá cumplir con lo indicado en la norma E.050 y E.060 del Reglamento Nacional de Edificaciones. La cimentación está conformada por una platea de cimentación. Se han realizado las siguientes verificaciones.

Estabilidad. Para los criterios de estabilidad se deberá tener en cuenta lo siguiente:

- El coeficiente de seguridad al volteo será de 1.5.
- El coeficiente de seguridad al deslizamiento será 1.25 como mínimo.

Para la verificación por levantamiento, deslizamiento y volteo deberá considerarse la mínima carga muerta en acción conjunta con las cargas de viento o sismo.

Al no haber levantamiento de la losa se determina que esta no puede ni voltear ni deslizarse.

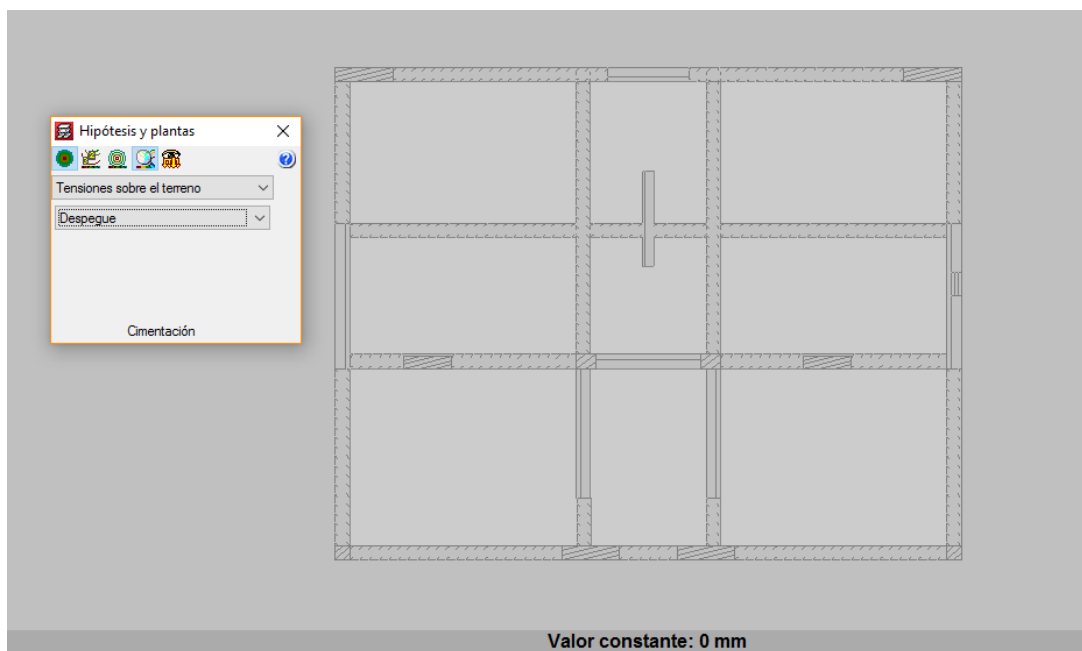


Figura 16: Representación gráfica de tensiones sobre el terreno - Despegue. Chiclayo. Nov. 2016

Fuente: software CYPECAD

Elaborado por: El autor.

Presiones. Se deberá verificar que las presiones actuantes de las cimentaciones sobre el suelo en condiciones de servicio se encuentren por debajo de los valores proporcionados por el Estudio de Mecánica de Suelos. Caso contrario, se deberá realizar un mejoramiento del suelo de cimentación, hasta alcanzar los valores de presión máxima especificados en el presente documento.

Para condiciones sísmicas la presión admisible podrá incrementarse en un 20% de acuerdo a la Norma E.050 Suelos y Cimentaciones.

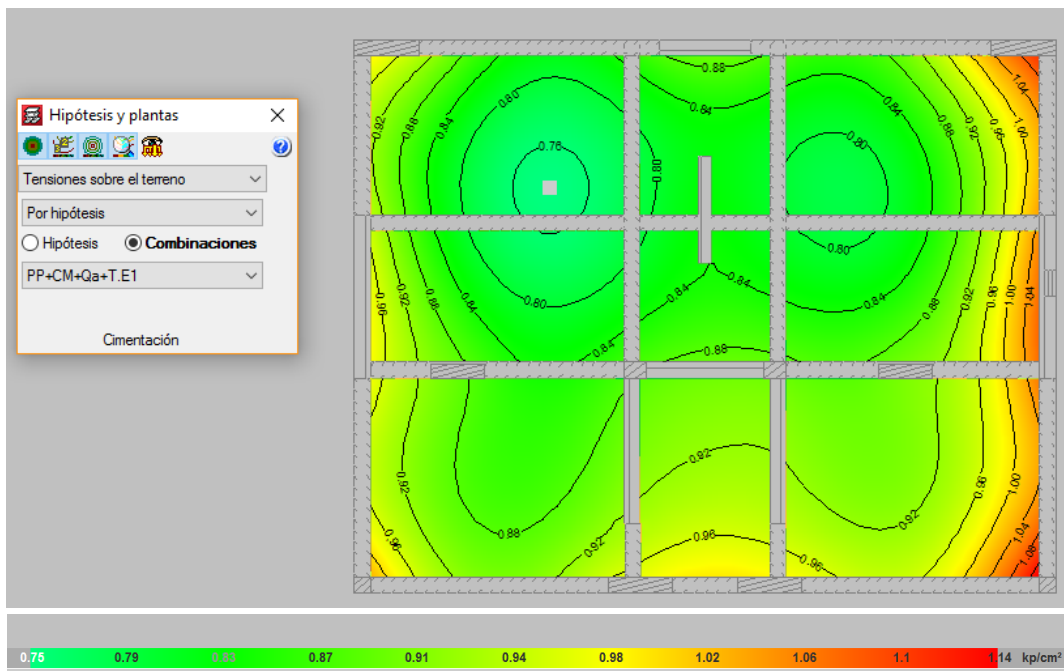


Figura 17: Representación gráfica de presiones ante carga permanente. Chiclayo. Nov. 2016

Fuente: software CYPECAD

Elaborado por: El autor.

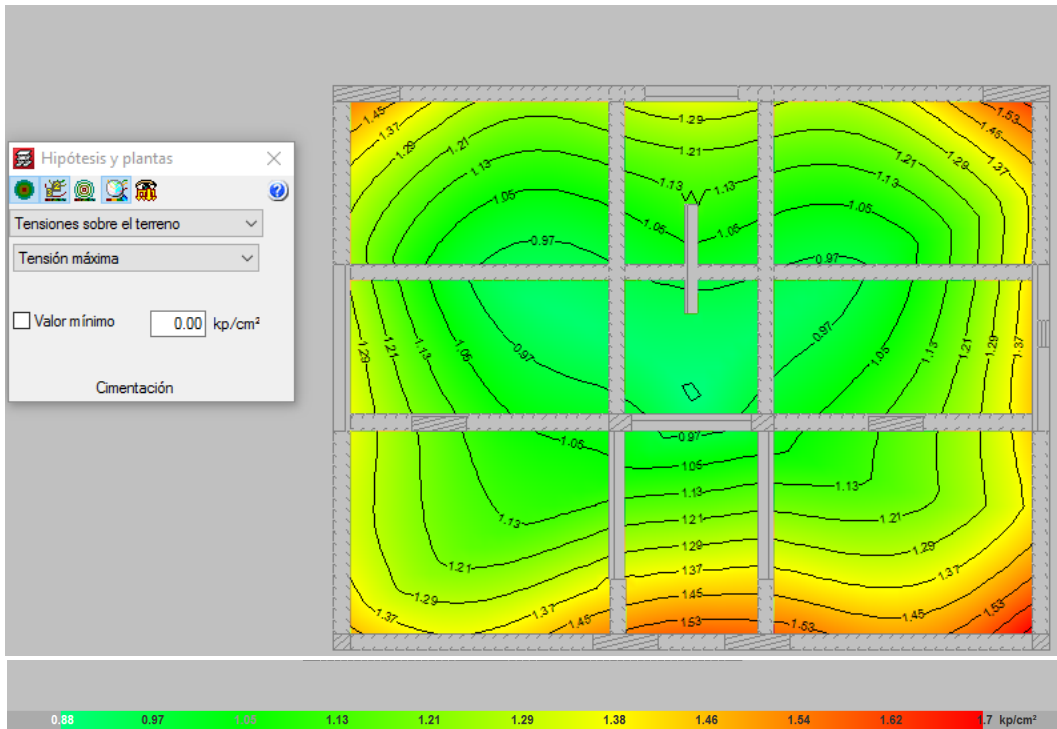


Figura 18: Representación gráfica de presiones ante carga permanente y sismo. Chiclayo. Nov. 2016

Fuente: software CYPECAD

Elaborado por: El autor.

Asentamientos. Estos asentamientos se calcularán con los parámetros que arroje el Estudio de suelos definitivo.

Las cimentaciones se calcularán para soportar los asentamientos diferenciales máximos de 1/500 que se indican en la Norma NTE E.050

Profundidad de cimentación. Según el estudio de suelos es $D_f=1.50$ mts por debajo de la cota de rasante.

3.3 Resultados de la evaluación de la empresa INMOBILIARIA CAPELLI S.A.C.

3.3.1 DIAGNÓSTICO ESTRATÉGICO

a) ANÁLISIS SITUACIÓN EXTERNA

Tabla 17.

Matriz de evaluación de factores externos

MATRIZ DE EVALUACIÓN DE FACTORES EXTERNOS		PONDERACIÓN	CALIFICACIÓN	PRODUCTO	0.74
0.59	OPORTUNIDADES				
O1	Boom de la construcción con alta inversión.	0.15	2	0.3	
O2	Desarrollo socioeconómico del País.	0.08	3	0.24	
O3	Desarrollo tecnológico en las construcciones.	0.17	2	0.34	
O4	Clientes de renombre y alto impacto comercial.	0.13	2	0.26	
O5	Apoyo del gobierno a través de la promoción de programas habitacionales (Techo Propio, mi vivienda) e inversión en infraestructura.	0.06	3	0.18	
0.41	AMENAZAS				
A1	Lobbies de la Construcción.	0.12	1	0.12	
A2	Presencia de mafias al interior de sindicatos de trabajadores de construcción civil y escasez de personal técnico calificado.	0.08	1	0.08	
A3	Intensa competencia entre empresas constructoras, lo que afecta los márgenes de utilidad.	0.09	2	0.18	
A4	Empresas Líderes en el mercado Inmobiliario.	0.06	3	0.18	
A5	Ofertas adicionales por parte de la competencia	0.06	3	0.18	
Elaborado por: El autor.		1.00		2.06	2.80

- **Boom de la construcción con alta inversión.**
 - Mejoramiento de infraestructura escolar.
 - Programa mi vivienda.
 - Proyectos Inmobiliarios (centros comerciales, condominios y edificios de viviendas).
- **Desarrollo tecnológico en las construcciones.**
 - Implementación de tecnología BIM (Modelo de la información de la edificación).
 - Estructuras sismorresistente (Edificios con Aislación Basal).
 - Nuevas o mejores propiedades de los materiales de construcción.
- **Lobbies de la Construcción.**
 - Ministro del estado.
 - Alcaldes.
- **Intensa competencia entre empresas constructoras, lo que afecta los márgenes de utilidad.**
 - Constructora e Inmobiliaria CORAMSA, Constructora Inmobiliaria ICM SA, Inmobiliaria las Palmas.

- Estudiada la matriz de evaluación de factores externos se obtuvieron como resultados que la empresa INMOBILIARIA CAPELLI S.A.C. donde se realizó la tesis, respecto a sus variables de investigación se encontraron que sería interesante capitalizar sus oportunidades debido que obtuvo un puntaje de 0.59 sobresaliente de estas oportunidades como:
 - El Boom de la construcción con alta inversión.
 - Desarrollo tecnológico en las construcciones.
 - Clientes de renombre y alto impacto comercial.

- Por otra parte se presentaron amenazas correspondiendo a un puntaje de 0.41 las cuales están centradas en:
 - Los Lobbies de la construcción.
 - Presencia de mafias al interior de sindicatos de trabajadores de construcción civil y escasez de personal técnico calificado.
 - Como también la intensa competencia entre empresas constructoras, lo que afecta los márgenes de utilidad.

Presentando una calificación real del producto de la empresa en un 2.06 lo que refiere a una inadecuada gestión empresarial, sin embargo interviniendo en el corto plazo los aspectos más débiles estaríamos sumando un puntaje de 0.74 pasando de una gestión desaprobada a una gestión favorable.

b) ANÁLISIS SITUACIÓN INTERNO

Tabla 18.

Matriz de evaluación de factores internos

MATRIZ DE EVALUACIÓN DE FACTORES INTERNOS		PONDERACIÓN	CALIFICACIÓN	PRODUCTO	0.59
0.68	FORTALEZAS				
F1	Conocimiento de clientes y proveedores.	0.04	3	0.12	
F2	Capacidades técnico - social del staff de Profesionales.	0.15	3	0.45	
F3	Capacidad para atender grandes demandas.	0.08	3	0.24	
F4	Experiencia en proyectos complejos.	0.13	2	0.26	
F5	Personal destinado a cada función.	0.12	2	0.24	
F6	Gestión de riesgos.	0.11	2	0.22	
F7	Fuentes de financiamiento.	0.05	3	0.15	
0.32	DEBILIDADES				
D1	Publicidad y Marketing	0.10	1	0.1	
D2	Involucramiento de trabajadores con la empresa	0.03	2	0.06	
D3	Desconocimientos de aspectos contables.	0.03	2	0.06	
D4	Enfoque y estrategia empresarial.	0.06	2	0.12	
D5	Gestión competitiva.	0.07	2	0.14	
D6	Motivación e Incentivos al personal.	0.03	2	0.06	
Elaborado por: El autor.		1.00		2.22	2.81

➤ **Publicidad y Marketing**

- Página Web Inmobiliaria.
- Publicidad en Google Adwords para empresas constructoras.
- Imagen y presencia de la marca.

➤ **Enfoque y estrategia empresarial.**

- Contar con Visión y Misión definidas y alcanzables.
- Planificar el uso de recursos disponibles para alcanzar los objetivos.
- Planificación de largo plazo.
- Nuevos enfoques de Marketing.

➤ **Gestión competitiva.**

- Cumplir las exigencias del consumidor o cliente.
- Empezar eficiencia y eficacia en la empresa.
- Calidad, confiabilidad, durabilidad y estética del producto.

- Estudiada la matriz de evaluación de factores internos en la empresa INMOBILIARIA CAPELLI S.A.C. se obtuvieron como resultados que sería favorable capitalizar sus fortalezas debido que obtuvo un puntaje de 0.68 sobresaliente como:
 - Experiencias de proyectos complejos.
 - Personal destinado a cada función.
 - Aceptable gestión de riesgos.

- Por otra parte también se presentaron debilidades correspondiendo a un puntaje de 0.32 las cuales están centradas en:
 - Publicidad y Marketing.
 - Enfoque y estrategia empresarial.
 - Gestión competitiva.

Presentando una calificación real del producto de 2.22 lo que refiere a una inadecuada gestión, sin embargo interviniendo en el corto plazo los aspectos más desfavorables estaríamos sumando un puntaje de 0.59, pasando de una gestión negativa a una gestión productiva.

c) ESTRATEGIAS

Definición de estrategias a partir del Análisis FODA		INTERNOS	
		FORTALEZA (F)	DEBILIDADES (D)
E X T E R N O S	OPORTUNIDADES (O)	ESTRATEGIAS – FO	ESTRATEGIAS – DO
	AMENAZAS (A)	ESTRATEGIAS – FA	ESTRATEGIAS - DA

- Experiencia en proyectos complejos.
- Personal destinado a cada función.
- Gestión de riesgos.

- Publicidad y Marketing.
- Enfoque y estrategia empresarial.
- Gestión competitiva.

- Boom de la construcción con alta inversión.
- Desarrollo tecnológico en las construcciones.
- Clientes de renombre y alto impacto comercial.

- Integrarse en proyectos del estado.
- Incorporar equipamiento que permita la automatización de procesos constructivos – tecnología de alto nivel.
- Asociar instituciones financieras como soporte de gestión empresarial.

- Integrar técnicas de mercadotecnia en proyectos Públicos y Privados.
- Incorporar sistemas de información gerencial, (ERP - BIM).
- Incorporar normativas de calidad, seguridad y salud, (ISO 9001 - OHSAS 18001)

- Lobbies de la Construcción.
- Presencia de mafias al interior de sindicatos de trabajadores de construcción civil y escasez de personal técnico calificado.
- Intensa competencia entre empresas constructoras, lo que afecta los márgenes de utilidad.

- Incorporar herramientas de comunicación, (Mecanismos de transparencia y acceso de información Pública).
- Implementar cursos de capacitación al personal destinado a cada función.

- Establecer la firma de paz entre sindicatos de construcción civil y la selección de su personal calificado.
- Establecer alianzas estratégicas con empresas Constructoras e Inmobiliarias.

3.3.2 FORMULACIÓN DEL PLAN ESTRATÉGICO

a) VISIÓN

Ser la empresa INMOBILIARIA LÍDER EN EL MERCADO, superando las expectativas de nuestros clientes y generando calidad para las ciudades.

b) MISIÓN

Ofrecer a la persona y/o entidad que llegue a nuestra empresa las mejores alternativas del mercado inmobiliario, comprometiéndonos en la calidad total de nuestros servicios.

c) FILOSOFÍA

La INMOBILIARIA CAPELLI S.A.C. es consciente de que la seriedad y rigurosidad de una empresa equivale a la calidad del servicio que presta, siendo ésta su razón de ser, procura en todo momento la satisfacción del cliente; por lo tanto la filosofía empresarial es moderna y progresiva, consiguiendo diferenciarse de otras Administraciones, demostrando así una forma clara de administrar las comunidades de propietarios siendo nuestros propios clientes quienes nos avalan.

La INMOBILIARIA CAPELLI S.A.C. ofrece a sus empleados un entorno dinámico, donde se valoran sus ideas, en el que su futuro profesional depende de ellos y de su capacidad. Les ofrece formar parte de un equipo ganador, concienciados de que la INMOBILIARIA CAPELLI S.A.C. presta un servicio esencial para la comunidad. Esta es una responsabilidad conocida y asumida por todos quienes trabajan en esta Empresa.

d) POLÍTICAS

Tenemos las siguientes políticas de trabajo:

Política de calidad

Brindar servicios de construcción con un alto estándar de calidad, eficiencia y cumplimiento, de tal manera que logremos consistentemente y dentro de un ambiente de mejora continua:

- Satisfacer las expectativas de nuestros clientes.
- Alcanzar las metas de costo y plazo establecidas en la estrategia de cada uno de nuestros proyectos.
- Garantizar el crecimiento y la sostenibilidad de la empresa.

Política de Salud y Seguridad Ocupacional

Alcanzar altos estándares de salud y seguridad ocupacional en todas nuestras actividades, mediante un esfuerzo conjunto de todos los colaboradores.

Para lograrlo se aplica un sistema de gestión de la salud ocupacional y mejora continua que permita identificar, prevenir y controlar los riesgos, reducir la accidentabilidad y cumplir con la legislación nacional, protegiendo la salud y bienestar de nuestro personal

e) VALORES

- **Trabajo en equipo**

Fomentar la participación de todos los integrantes de la empresa y una colaboración efectiva alineada con un objetivo común.

- **Profesionalismo**

Logrado a través de la Disciplina, Confianza, Eficiencia y deseos de aprender y progresar.

- **Respeto**

Se muestra aprecio y cuidado por el valor que tienen las personas.

- **Innovación**

Utilizando la tecnología que permita el desarrollo de nuestra empresa.

- **Compromiso**

Perseverando y entregando todo nuestro esfuerzo y profesionalismo en cada una de las actividades y tareas que se asume.

f) OBJETIVOS GENERALES

- Lograr la satisfacción de nuestros clientes en el menor plazo de ejecución.
- Brindar calidad de servicios.

g) OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Definir las estrategias necesarias para el desarrollo de proyectos en el menor tiempo posible.
- Brindar a nuestros clientes servicios con valor agregado.
- Realizar la planificación estratégica para llevar a cabo los proyectos en base a calidad y menor tiempo.
- Adquirir maquinaria nueva a la vanguardia de la tecnología para satisfacer a nuestros clientes en base a calidad.
- Brindar un ambiente laboral donde el personal se pueda desenvolver con capacidad.
- Otorgar capacitaciones constantes para el personal.

h) ESTRUCTURA ORGANIZACIONAL (ORGANIGRAMA PROPUESTO)



3.4 Contrastación de hipótesis

La hipótesis quedó demostrada por lo mismo que la significancia (bilateral) obtenida en cada factor de los resultados como en tiempo, costo y calidad fue significativamente menor $P < 0.05$. (Ver pág. 34 - 40)

IV. DISCUSIÓN

En este punto se tomó como referencia los resultados obtenidos en la investigación:

El cual se obtuvo que el uso del software Cypecad redujo el tiempo en realizar el análisis estructural del edificio estudiado de cinco niveles; aun cuando la diferencia no fue significativa, en un porcentaje de 18.84% del tiempo calculado sin su aplicación, obteniendo de esta manera un tiempo de 18.667 horas, de igual manera se determinó que el tiempo en realizar el diseño estructural con el software CYPECAD se redujo de manera significativa en un porcentaje de 76.35% del tiempo calculado sin su aplicación, obteniendo satisfactoriamente un tiempo de 21.00 horas, igualmente se redujeron los tiempos en elaborar los planos estructurales en un porcentaje de 66.47% del tiempo calculado sin su aplicación del software CYPECAD, obteniendo finalmente un tiempo de 38.33 horas, del mismo modo se redujeron los tiempos en elaborar la memoria de cálculo en un porcentaje de 77.60% del tiempo calculado sin su aplicación del software CYPECAD, obteniendo de esta manera un tiempo de 2.67 horas; es así que se confirma la aportación de Roman Medina (2016, p.48) donde afirma que CYPE es el mejor programa existente que permite agilizar los procesos de consultoría y fiscalización de proyectos, así como también optimizar recursos tanto en tiempo como en costos, sin dejar de lado la seguridad en base al diseño sismo resistente. Del mismo modo se confirma el aporte de Guzman Tello y Olivos Lozada (2008, p.05) donde comenta que al aplicar la computación en el análisis y diseño estructural minimiza el proceso de cálculos tediosos, por lo mismo que el modelado de una edificación por medio de estos programa no es complejo, por lo que estos cuentan con diversos instrumentos que agilizan el dibujo y la visibilidad del modelado, trayendo grandes ventajas como mayor eficiencia y velocidad en los proyectos, así como reducción de costos y tiempo, lo que permite obtener mayor provecho en la realización de múltiples proyectos inmobiliarios.

Asimismo se evaluó que el uso del software CYPECAD redujo de manera significativa los costos en la elaboración de los planos estructurales del edificio estudiado de cinco niveles en un porcentaje de 52.12% del costo calculado sin su aplicación, obteniendo de esta manera un costo de 1433.33 soles, del mismo modo se redujeron los costos en la elaboración de la memoria de cálculo en un porcentaje

de 67.48% del costo calculado sin su aplicación del software CYPECAD, obteniendo finalmente un costo de 150.00 soles, afirmando de esta manera lo que manifiesta Alcántara Rojas (2013, p.10) en su tesis donde concluye que el realizar un modelado BIM-3D de la edificación permite equivocarnos virtualmente en el modelo 3D y no en campo, ahorrando costos por procesos mal diseñados. El modelado no sólo se utiliza para identificar conflictos entre disciplinas, sino que se convierte en una herramienta de análisis para revisar los criterios de diseño y la adecuada funcionalidad del conjunto entre las distintas instalaciones dependientes. Por otra parte se comparte la opinión de Beltrál Razura (2012, p.09-10) donde comenta que los costos es el valor que representa el monto total de lo invertido como tiempo, dinero y esfuerzo para comprar o producir un bien o un servicio, siendo de gran importancia puesto que ayudan a seleccionar las mejores decisiones para ajustar a los objetivos de la empresa, permitiendo evaluar en qué medida las empresas utilizan adecuadamente los recursos y factores productivos. Del mismo modo se comparten las ideas de Loyola Vergara y Goldsack Jarpa (2010, p.12) donde comentan que la Constructividad no debe estar ausente, debe estar considerada desde el inicio del proyecto de diseño, por lo que trae grandes beneficios como la reducción de tiempos del proyecto, lo que se traduce en menores costos y en un mejor producto final. De igual manera se comparte lo que manifiestan Gonzáles Salva y Mendoza Rojas (2015, p.03) en el cual comentan que sí se pueden optimizar los costos de construcción, al aplicar los procesos de planificación de la gestión de costos, la estimación y determinación del presupuesto, por lo que toda documentación existente en una obra debe verificarse, siendo los costos los más relevantes e importantes, por lo que se presentan mayormente problemas en el costo previsto de la obra, ocasionando un gasto no previsto en el proyecto, no obstante afectando muchas veces el prestigio de las empresa y la incomodidad del cliente.

Del mismo modo el uso del software CYPECAD aumentó de manera significativa la calidad en el análisis estructural del edificio estudiado de cinco niveles en un porcentaje de 26.10% de la calidad calculada sin su aplicación, obteniendo finalmente una calidad de 9.938 puntos, asimismo se determinó que la calidad del diseño estructural con uso del software CYPECAD aumentó en un porcentaje de

21.66% de la calidad calculada sin su aplicación, obteniendo satisfactoriamente una calidad de 9.813 puntos, de igual manera aumentó la calidad de los planos estructurales en un porcentaje de 31.67% de la calidad calculada sin su aplicación del software CYPECAD, obteniendo una calidad de 9.625 puntos, del mismo modo aumentó la calidad en la confiabilidad de los resultados estructurales en un porcentaje de 17.59% de la calidad calculada sin su aplicación del software CYPECAD, obteniendo satisfactoriamente una calidad de 10.00 puntos, de esta manera se comparte la opinión de Vilema Condo (2014, p.25) donde afirma que el programa CYPECAD agiliza varios procesos de cálculo obteniendo así datos confiables y aceptables, demostrando comodidad y garantía en el cálculo y modelación de la estructura. Por otra parte se comparte la opinión de Fierro Perez (2006, p.16) donde comenta que la gestión de calidad es el proceso de establecer los objetivos de calidad de largo alcance y definir el enfoque para satisfacer esos objetivos, a fin de que el proyecto cumpla las necesidades por la cuales fue iniciado y lograr la satisfacción de los clientes. De igual manera se comparte lo que manifiestan Griful Ponsati y Canela Campos (2002, p.09-10) donde comentan que actualmente la calidad es un proceso de particularidades inherentes de un producto, sistema o proceso para satisfacer los requerimientos de los usuarios y de otras partes interesadas, asunto importante para cualquier empresa que aspire a ser competitiva, por lo que actualmente las empresas constructoras han empezado a utilizar la gestión de la calidad como parte estratégica del desarrollo integral de su política y perfil competitivo al darse cuenta de los beneficios obtenidos. Por lo que el control de calidad en obras de construcción de edificaciones, es algo cada vez más necesario, para evitar no solo la insatisfacción del usuario, sino riesgos y pérdidas debido al poco o inexistente control de calidad.

Se evaluó la empresa INMOBILIARIA CAPELLI S.A.C. en entorno a factores externos en el cual se determinó que se encuentra en una gestión desfavorable con un puntaje de 2.06 producto que no se vienen trabajando aspectos como oportunidades y amenazas, sin embargo interviniendo en el corto plazo los aspectos más perjudiciales pasaríamos de una gestión desfavorable a una gestión beneficiosa sumando un puntaje de 0.74. Afirmando de esta manera lo que manifiesta Malca Alcántara (2011, p.03) donde comenta que es de gran importancia

realizar un adecuado planteamiento de obra, que abarque todas las etapas de un proyecto de construcción, desde la etapa previa a la ejecución, cuando el proyecto se encuentra en marcha y en la etapa final. Por otra parte se comparte la opinión de Gamero Vildoso (2009, p.13) en la que describe que la construcción, especialmente de viviendas multifamiliares en nuestro país, se ha desarrollado y viene desarrollándose enormemente en la actualidad, tanto en volumen como en tecnología, materiales, procesos y procedimientos constructivos en obras de edificación, la cual han contribuido en darle modernidad a nuestra ciudad, este desarrollo es producto del crecimiento económico del país.

Por otra parte se evaluó la empresa INMOBILIARIA CAPELLI S.A.C. en entorno a factores internos, en el que se determinó que se encuentra en una gestión empresarial negativa con un puntaje de 2.22 producto de un inadecuado manejo de aspectos como sus fortalezas y debilidades, sin embargo interviniendo en el corto plazo los aspectos más perjudiciales pasaríamos de una gestión negativa a una gestión productiva obteniendo un puntaje de 2.81. De esta manera se comparte la opinión de Hernández Tito (2006, p.05) en el que define que todo proyecto es un conjunto de actividades para alcanzar las metas establecidas de calidad, tiempo y costo. Del mismo modo la gestión de proyectos exige técnicas y herramientas gerenciales específicas, siendo un procedimiento que lleva a un proyecto hacia las metas definidas.

V. CONCLUSIONES

La empresa INMOBILIARIA CAPELLI S.A.C. utiliza en la gestión del tiempo en el diseño de un edificio de cinco niveles 238.06 horas y costos equivalente a 3455.00 nuevos soles, poniendo en cuestión la calidad debido a que las presiones actuantes de la cimentación sobre el terreno son mayores (1.53 kg/cm²) que los valores proporcionados por el estudio de mecánica de suelos (0.80 kg/cm²).

La aplicación del software CYPECAD en el diseño de un edificio de cinco niveles aporta en el análisis y diseño estructural, memoria de cálculo, planos, confiabilidad de resultados, reduciendo tiempo, costos, asegurando así calidad, en el diseño y en la posterior ejecución – residentado y supervisión de obras en edificaciones.

La empresa INMOBILIARIA CAPELLI S.A.C. con la utilización del software CYPECAD disminuye en la gestión del tiempo en el diseño de un edificio de cinco niveles 80.67 horas y costos en 1583.33 nuevos soles, asegurando calidad en la interacción suelo – estructura, análisis y diseño estructural y confiabilidad de los resultados.

La empresa INMOBILIARIA CAPELLI S.A.C. en la gestión estratégica de proyectos es fuerte en, proyectos complejos, gestión de riesgos y desfavorable en la utilización del tiempo, costos y calidad en el diseño de edificaciones de cinco niveles, el cual interviniendo en el corto plazo su gestión competitiva, enfoque y estrategia empresarial. Fortalecería su nivel de gestión.

VI. RECOMENDACIONES

A la empresa INMOBILIARIA CAPELLI S.A.C. se le recomienda capitalizar sus oportunidades en proyectos inmobiliarios, así como también la implementación de Sistemas de Información Gerencial (ERP - BIM), contribuyendo de esta manera a minimizar las deficiencias en futuros proyectos.

Que la empresa INMOBILIARIA CAPELLI S.A.C. mejore sus debilidades encontradas en publicidad y marketing con la implementación de técnicas de mercadotecnia en proyectos Públicos y Privados.

A la empresa INMOBILIARIA CAPELLI S.A.C. se le recomienda incorporar equipos que permita la automatización de procesos constructivos – tecnología de alto nivel, así mismo establecer alianzas estratégicas con empresas Constructoras e Inmobiliarias.

Fomentar la enseñanza del software CYPECAD en las Universidades Nacionales y Particulares, por lo mismo que ayudaría afianzar los conocimientos adquiridos en clases y sobresalir profesionalmente en el campo laboral.

VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ALCÁNTARA Rojas, Paul Vladimir. “Metodología para minimizar las deficiencias de diseño basada en la construcción virtual usando tecnologías BIM”. Tesis (Título de ingeniero Civil). Lima, Universidad Nacional de Ingeniería, 2013, 10 p.
2. ALMONACID Flores, Kliver Luis, NAVARRO Luna, Julissa Karen y RODAS Benites, Isabel. “Propuesta de Metodología para la implementación de la Tecnología BIM en la empresa constructora e Inmobiliaria IJ PROYECTA”. Tesis (Grado de Magister en dirección de la construcción). Lima, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, 2015, 08 p.
3. ALTEZ Villanueva, Luis Fernando. “Asegurando el valor en Proyectos de Construcción: Un estudio de Técnicas y Herramientas de Gestión de Riesgos en la Etapa de Construcción”. Tesis (Título de ingeniero Civil). Lima, Pontificia Universidad Católica del Perú, 2009, 03 p.
4. BELTRÁN Razura, Álvaro. Costos y Presupuestos. Instituto Tecnológico de Tepic. 2012. 09-10p.
5. CHAVARRY Vallejos, Carlos Magno. “Control de costos en obras de construcción civil”. Informe (Título de ingeniero en Estadística e Informática). Lima, Universidad de San Martín de Porres, 2010, 57 p.
6. FIERRO Perez, Rodrigo Israel. “Sistema de gestión de control de calidad total en viviendas básicas”. Tesis (Título de ingeniero Civil). Valdivia, Universidad Austral de Chile, 2006. 16 p.
7. GAMERO Vildoso, Oscar. “Construcción de un edificio de vivienda multifamiliar”. Tesis (Título de ingeniero Civil). Lima, Universidad Ricardo Palma, 2009. 13 p.
8. GONZÁLES Salvá, Miguel Angel y MENDOZA Rojas, Alvaro. “Optimización de costos utilizando la herramienta de Gestión de Proyectos en edificios multifamiliares”. Tesis (Título de ingeniero Civil). Lima, Universidad de San Martín de Porres, 2015, 03 p.

9. GRIFUL Ponsati, Eulália y CANELA Campos, Miguel Ángel. Gestión de Calidad. 1ra ed. Universidad Politécnica de Catalunya, SL. Barcelona, 2002. 09-10p. ISBN: 84-8301-791-1.
10. GUZMAN Tello, Diego Armando y OLIVOS Lozada, Darwin Fidel. “Programa de cálculo para el análisis asistido por computadora en el desarrollo de estructuras reticulares por el método de la rigidez”. Tesis (Título de ingeniero Civil). Lambayeque, Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo, 2008, 05 p.
11. HERNANDEZ, Tito. “Strategic Projects Management”. Curso. Honolulu, Atlantic International University, 2006, 05 p.
12. LOYOLA Vergara, Mauricio y GOLDSACK Jarpa, Luis. Constructividad y Arquitectura. 1ra ed. Universidad de Chile, Santiago, 2010. 12p. ISBN: 978-956-19-0690-7.
13. MALCA Alcántara, Luis Alberto. “Estudios para la construcción de un proyecto de edificación de viviendas”. Tesis (Título de ingeniero Civil). Lima, Pontificia Universidad Católica del Perú, 2011, 03 p.
14. MEJIA Correa, Miguel Anguel. “Software de Análisis Estático – Dinámico de Edificaciones por el método de los elementos finitos”. Tesis (Título de ingeniero Civil). Lambayeque, Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo, 2011, 05 p.
15. ROMAN Medina, Darwin Aníbal. “Diseño sismoresistente de un edificio de hormigón armado con el sistema de losas prefabricada con vigas peraltadas utilizando el programa SAP 2000 y comparación de resultados con el programa CYPE”. Tesis (Título de ingeniero Civil). Quito, Universidad Central del Ecuador, 2016, 48 p.
16. ROMAN Medina, Darwin Aníbal. “Diseño sismoresistente de un edificio de hormigón armado con el sistema de losas prefabricada con vigas peraltadas utilizando el programa SAP 2000 y comparación de resultados con el programa CYPE”. Tesis (Título de ingeniero Civil). Quito, Universidad Central del Ecuador, 2016, 154 p.

17. ROMERO Alvarez, Néstor Javier y PEREZ Garavito, Gian Franco. "Impacto positivo del control de calidad en obras de edificaciones de vivienda". Tesis (Título de ingeniero Civil). Lima, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, 2012, 39 p.
18. ROMERO Alvarez, Néstor Javier y PEREZ Garavito, Gian Franco. "Impacto positivo del control de calidad en obras de edificaciones de vivienda". Tesis (Título de ingeniero Civil). Lima, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, 2012, 45 p.
19. SEGURA Gonzales, Zurisadai Mariella. "Propuesta de Modelo de Desarrollo de la Gestión de la Calidad en las Empresas Constructoras de Edificaciones". Tesis (Título de ingeniero Civil). Lima, Universidad Nacional de Ingeniería, 2012, 14 p.
20. VILEMA Condo, Cristian Danilo. "Análisis del Factor de reducción de las fuerzas Sísmica (R) en un edificio de Hormigón Armado de 5 pisos con CYPECAD para garantizar el cálculo y seguridad de sus habitantes ubicado en el Barrio el Dorado, ciudad de Puyo, provincia de Pastaza". Tesis (Título de ingeniero Civil). Ecuador, Universidad Técnica de Ambato, 2014, 25 p.

ANEXOS

ANEXO N°1

ENCUESTA PARA INGENIEROS ESPECIALISTAS EN ESTRUCTURAS

DATOS:

APELLIDOS Y NOMBRE: _____

EXP LABORAL: _____ Años

NIVEL EDUCATIVO EN POST GRADO: _____

01. Según su experiencia y criterio profesional;

¿Qué tiempo le tomaría realizar el Análisis estructural de un edificio multifamiliar de 5 Niveles? (Ver planos adjuntos).

..... **día(s) trabajando..... horas por día.**

¿Qué tiempo le tomaría realizar el Diseño estructural de la edificación mostrada anteriormente? (Ver planos adjuntos).

..... **día(s) trabajando..... horas por día.**

¿Qué tiempo le tomaría realizar la elaboración de los planos estructurales de la edificación mostrada anteriormente?

..... **día(s) trabajando..... horas por día.**

¿Qué tiempo le tomaría realizar la elaboración de la memoria de cálculo de la edificación mostrada anteriormente?

..... **día(s) trabajando..... horas por día.**

02. ¿Cuánto sería el costo para la elaboración de los planos estructurales de la edificación mostrada anteriormente?

MONTO TOTAL (S/)

.....

03. ¿Cuánto sería el costo para la elaboración de la memoria de cálculo de la edificación mostrada anteriormente?

MONTO TOTAL (S/)

.....

04. ¿En general, cómo califica la calidad del Análisis estructural que ha realizado en las edificaciones que ha tenido a cargo en su vida profesional? Marque un puntaje, sabiendo que a mayor puntaje mayor percepción de calidad.

(1) (2) (3) (4) (5) (6) (7) (8) (9) (10)

05. En la escala propuesta; ¿Cómo califica la calidad del Diseño estructural que ha realizado en las edificaciones que ha tenido a cargo en su vida profesional?

(1) (2) (3) (4) (5) (6) (7) (8) (9) (10)

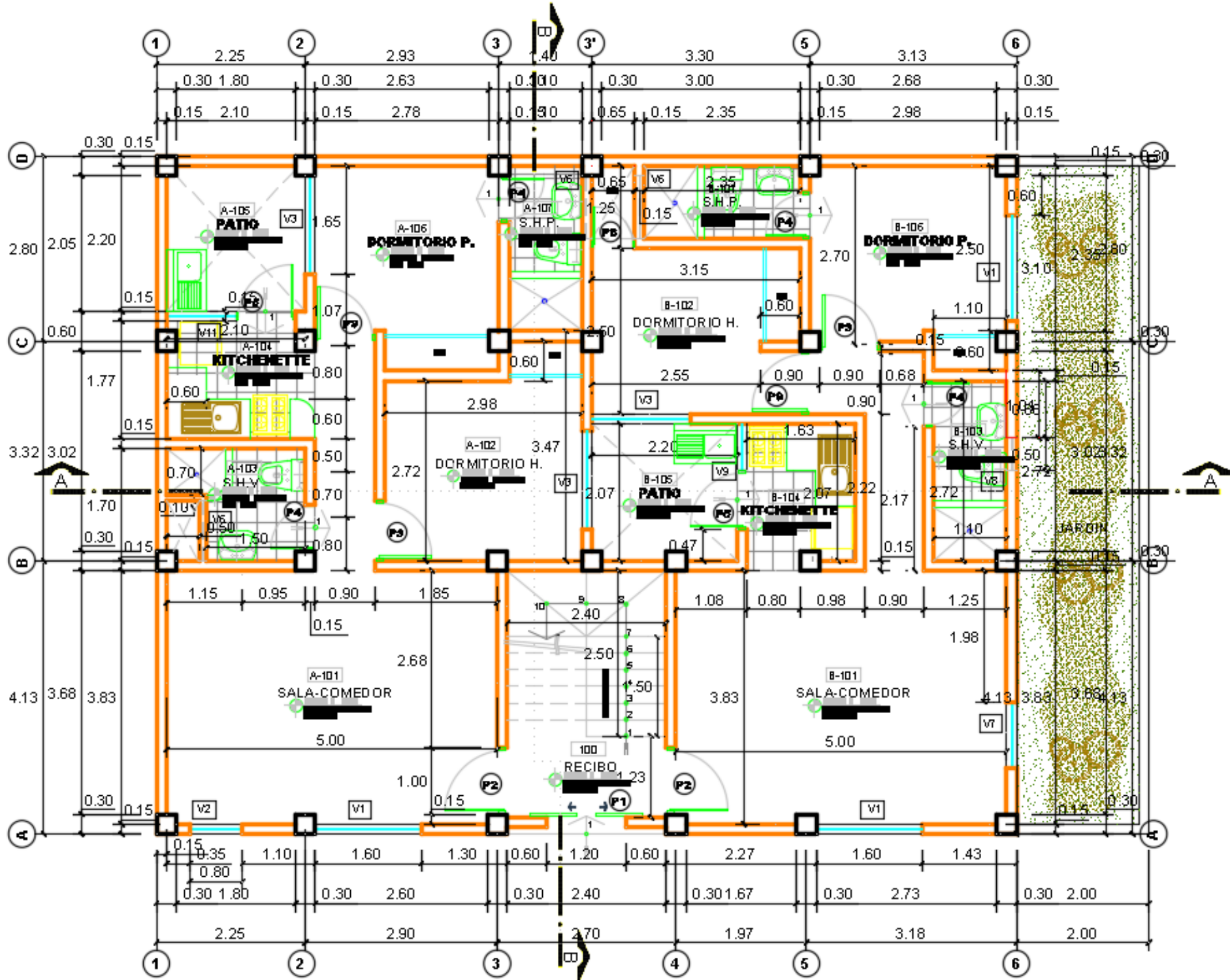
06. ¿En general, cómo califica la calidad de los Planos estructural que ha realizado en las edificaciones que ha tenido a cargo en su vida profesional?

(1) (2) (3) (4) (5) (6) (7) (8) (9) (10)

07. ¿En general, cómo califica la confiabilidad de los resultados estructurales que ha realizado en las edificaciones que ha tenido a cargo en su vida profesional?

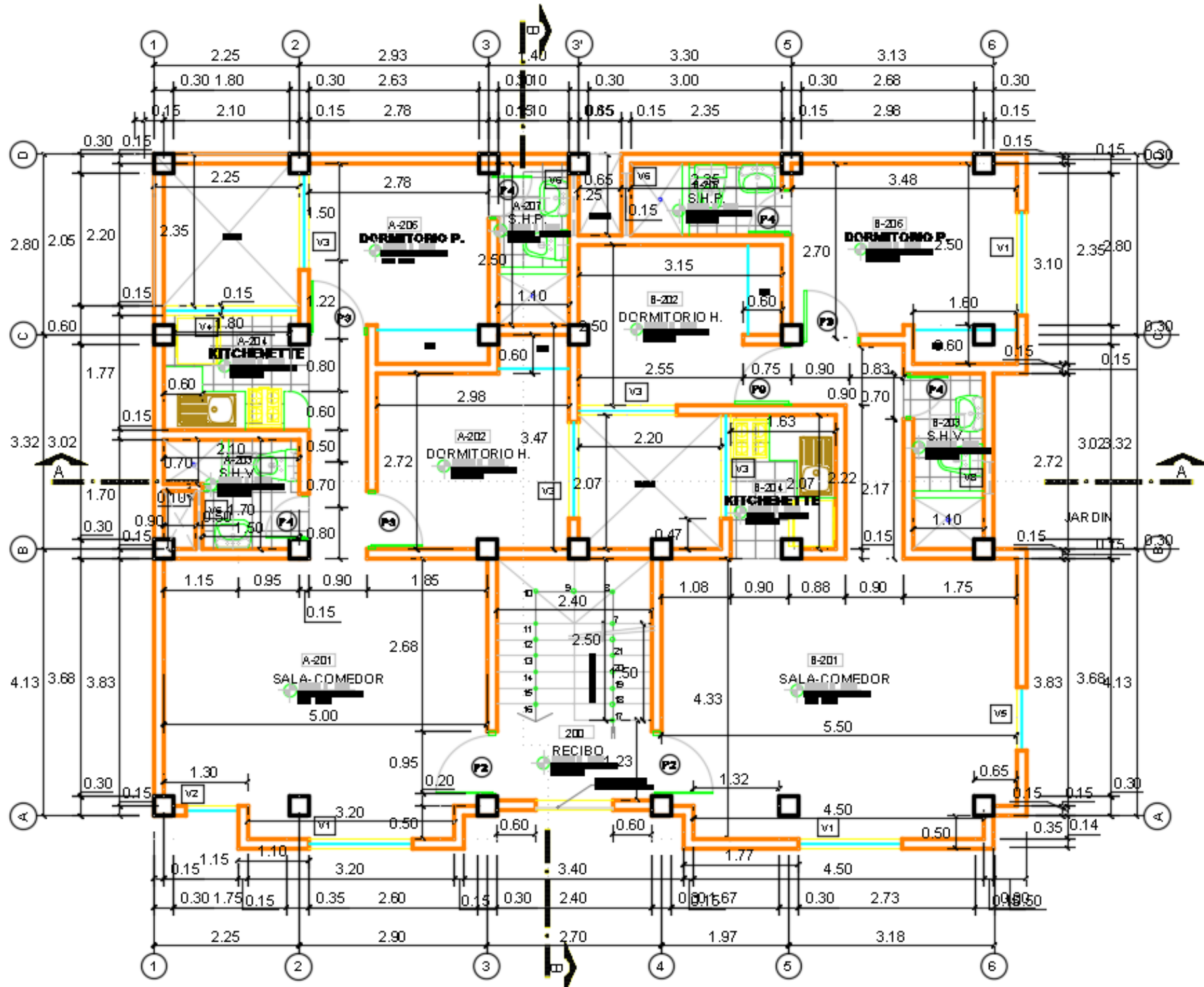
(1) (2) (3) (4) (5) (6) (7) (8) (9) (10)

Muchas Gracias.....



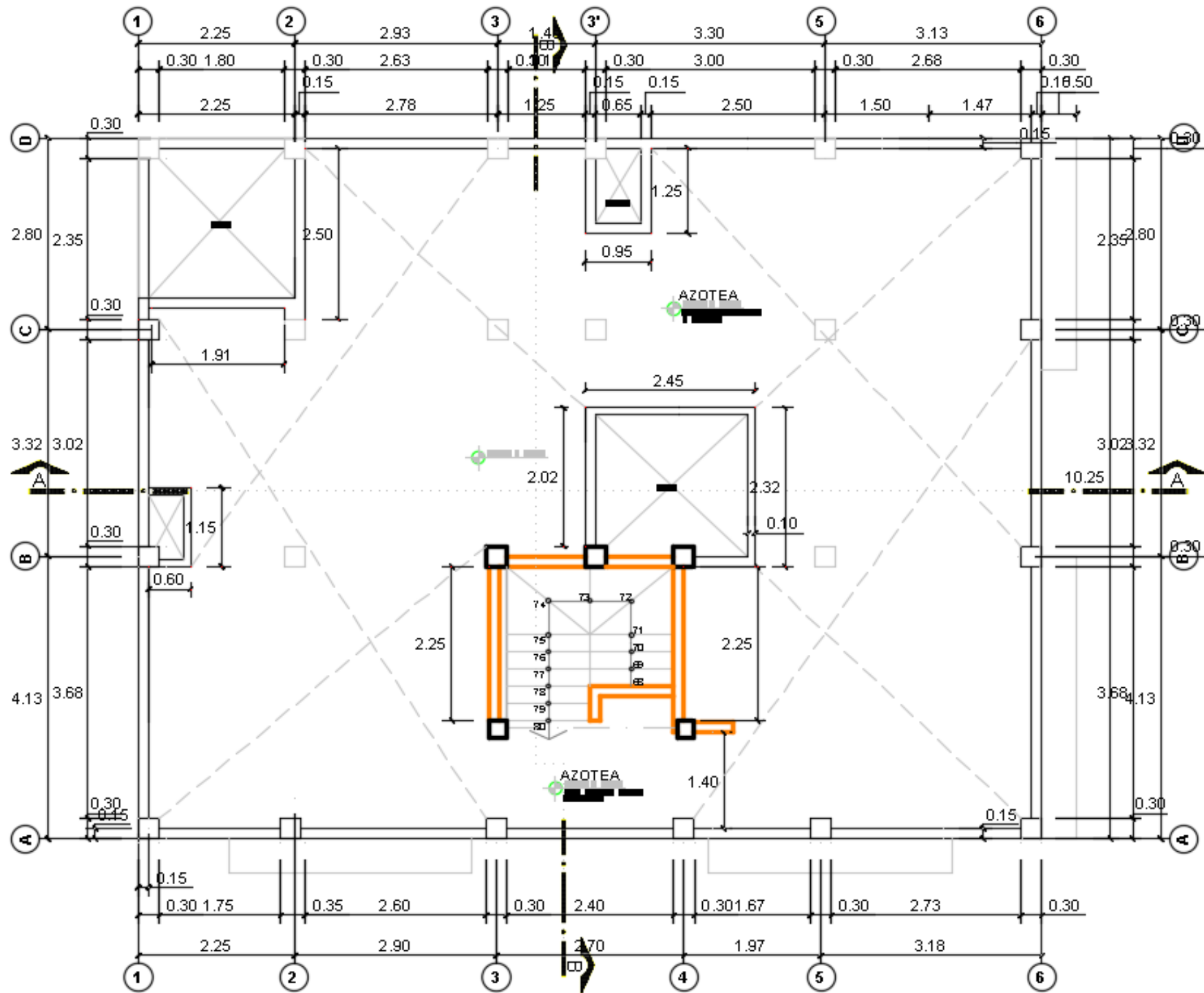
PRIMER NIVEL

ESC. 1:50



PLANTA TIPICA

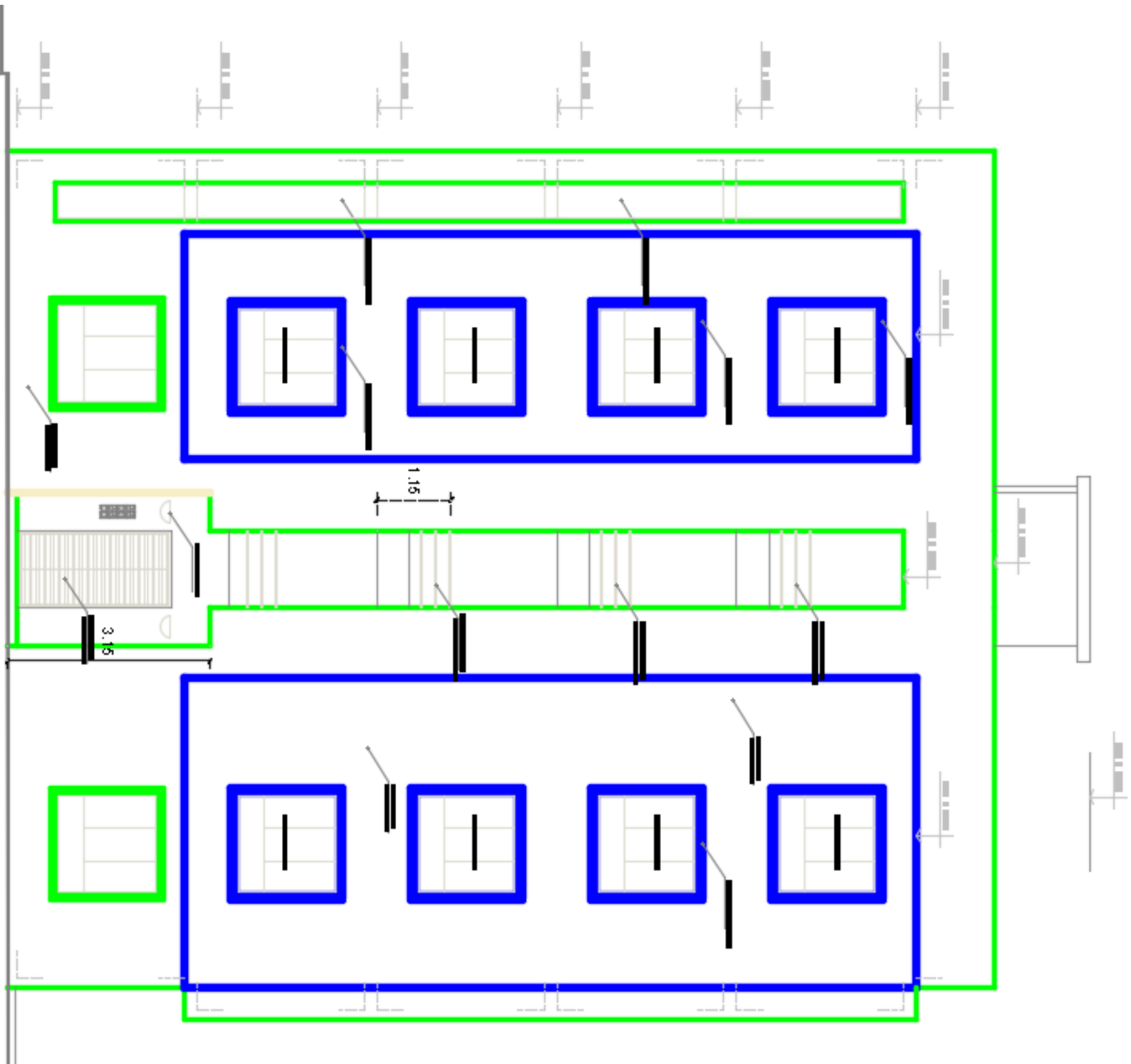
ESC. 1/50

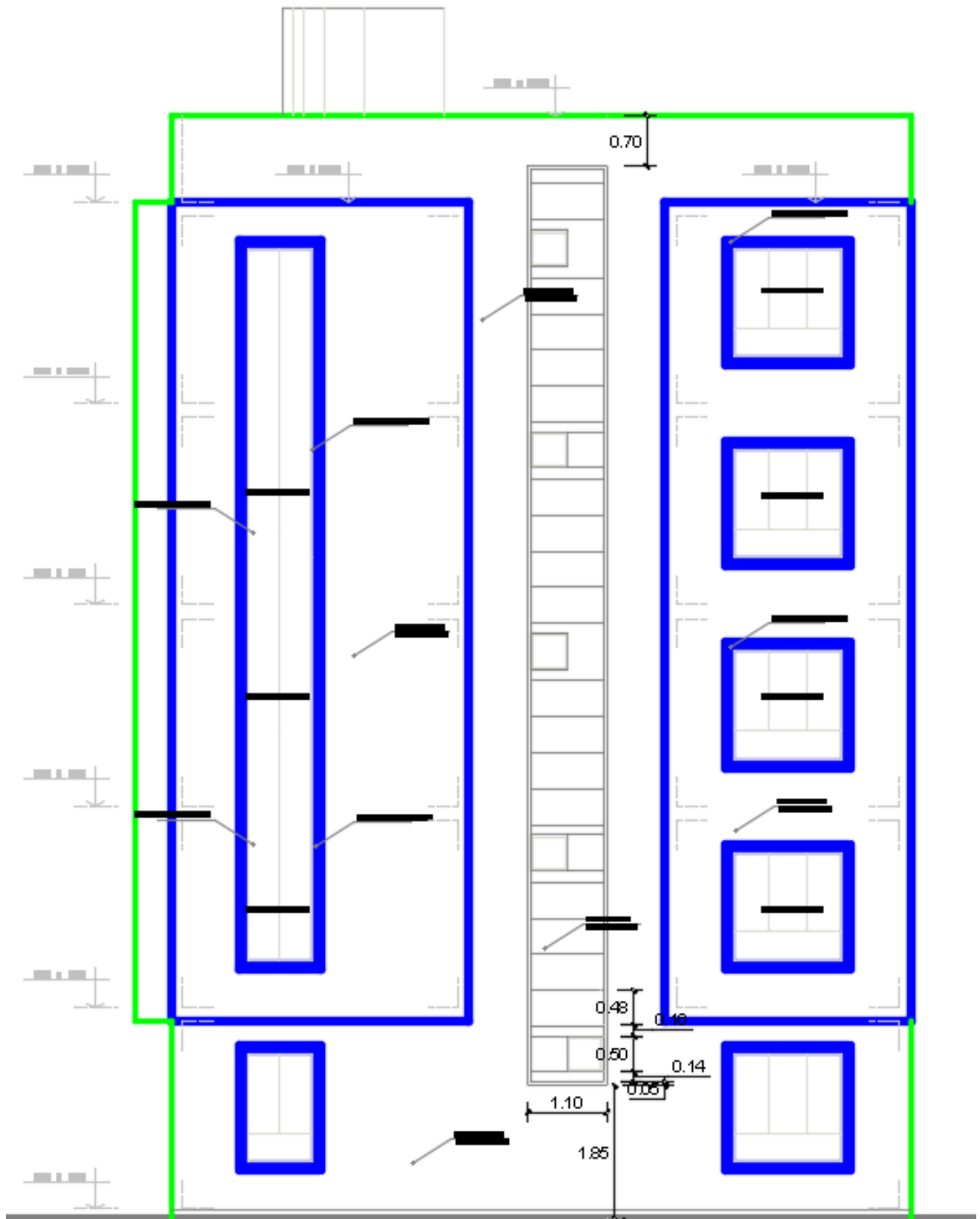


PLANTA AZOTEA

ESC. 1:50

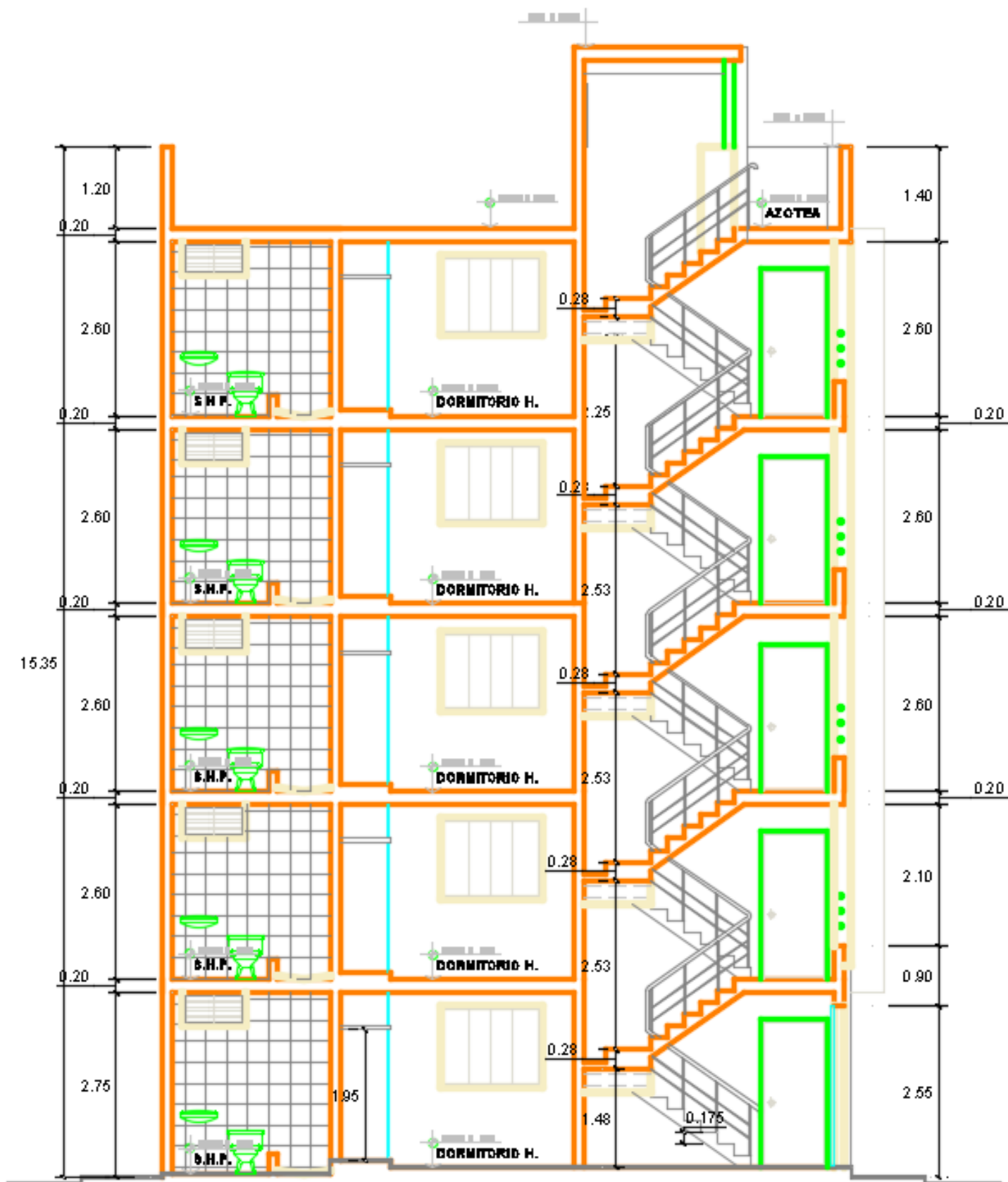
ELEVACION FRONTAL AV. ZARUMILLA
EBC.1.50



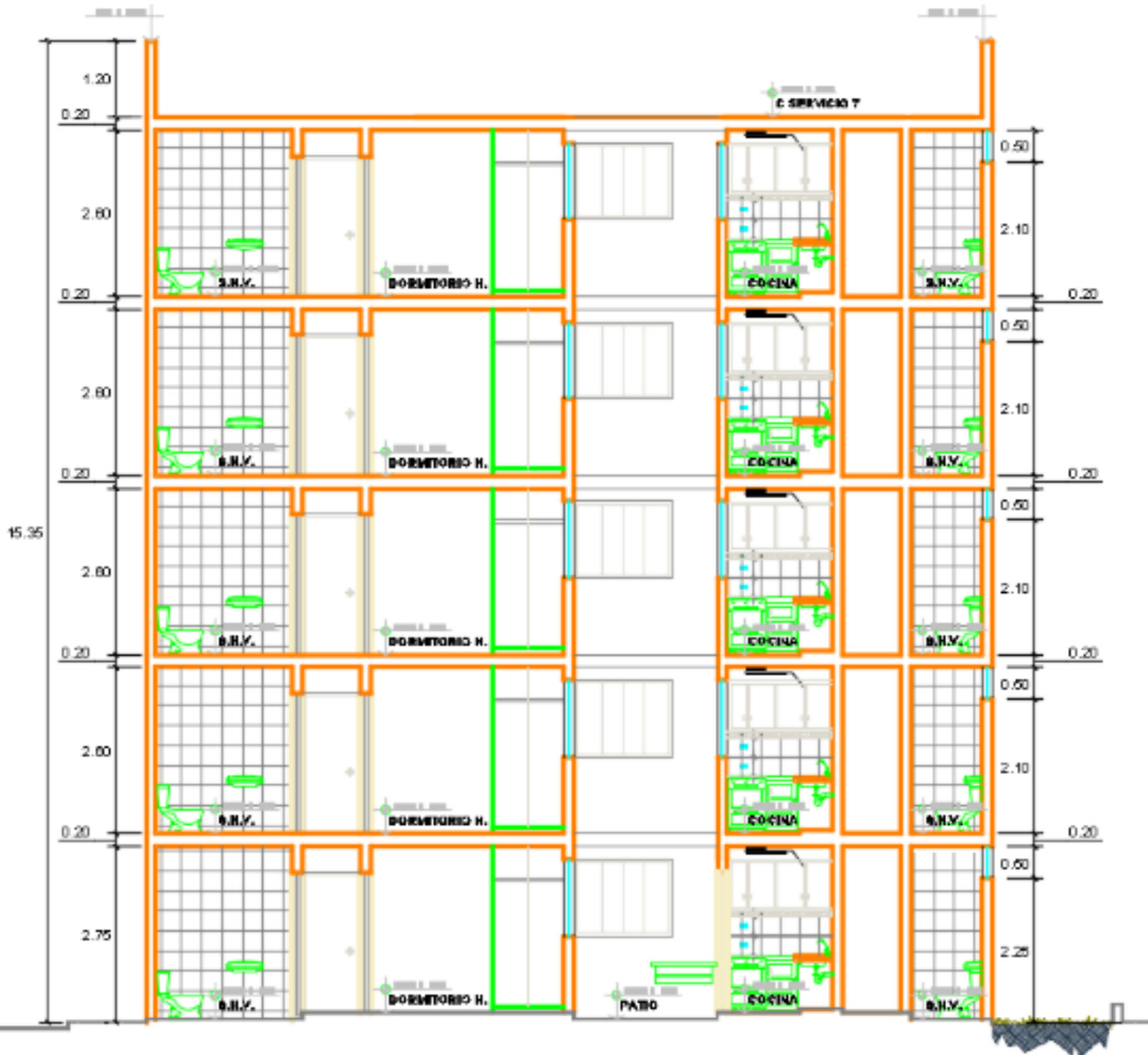


ELEVACION LATERAL AV.PACIFICO

EBC: 1:80



CORTE TRANSVERSAL B-B
 B/C 150



CORTE LONGITUDINAL A-A

ENC. 180

ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONDICION DE CIMENTACION

- 1) Tipo de Cimentación: *Plataea de cimentación -con vigas de cimentación*
- 2) Estrato de Apoyo de Cimentación: *arena arcillosa, mezcla de arena y arcilla de color amarillento claro*
- 3) Profundidad de la Napa Freática: *se analizó a una profun. de 3m y no se encontro*
- 4) Profundidad Mínima de Desplante: *- 1.40 (referido al niv. de suelo natural)*
- 5) Presión admisible del Terreno: *0.80 kg/cm2*
- 6) contenido de sales solubles: *moderada concentración se recomienda usar cemento MS Tipo I*
- 7) Suelo Licuefactable: *NO*
- 8) Tipo de cemento para concreto en contacto con el suelo: *se recomienda usar cemento MS Tipo I*
- 9) Para pisos, veredas, losas: *se eliminara y cambiara por material granular compactado de la siguiente manera: 30 cm de material natural por 30cm. de material granular, los primeros 15 cm de a abejo, con arena fina y limpia (A-3 clasificación ASSTHO) como sub-base; adicionalmente encima colocar 15 cm de material granular tipo afirmado y compactado al 98% del ensayo de Próctor*

A- MATERIALES:

- Concreto:
 - Cimientos corridos : cemento-hormigon 1:10+30% P.G.
 - Sobrecimientos : cemento-hormigon 1:8+25% P.B.
 - Solados de 4" : cemento-hormigon 1:10
 - Falso piso de 4" : cemento-hormigon 1:8
- Zapatas y Cimiento armado : $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Vigas de cimentación : $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Columnas y vigas : $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Escaleras : $f_c = 175 \text{ kg/cm}^2$
- Losas Aligeradas : $f_c = 175 \text{ kg/cm}^2$
- Acero grado 60 - fy = 4200 kg/cm2

B- RECUBRIMIENTOS MINIMOS (LIBRES):

- Plataea de cimentación : 5 cms
- Vigas de Cimentación : 7.5 cms
- Columnas : 4 cms
- Losas y vigas chatas : 2.5 cms
- Escaleras : 2.5 cms

C- TIEMPO DE DESENCOFRADO:

- Columnas y vigas de cimentación: 24 horas
- Vigas principales : 21 dias
- Aligerados y escaleras : 10 dias

D- RESISTENCIA DEL TERRENO:

- Capacidad portante del Terreno = 0.80 kg/cm2
- Profundidad mínima de excavación para zapatas = 1.50 mts

E- SOBRECARGAS DE ALIGERADO:

- Primer Piso = 200 kg/m2
- Segundo Piso = 200 kg/m2
- Tercer Piso = 200 kg/m2
- Cuarto Piso = 200 kg/m2
- Azotea = 150 kg/m2

F- NORMAS Y REGLAMENTOS:

- Norma E.020 "Cargas"
- Norma E.030 "Diseño Sismo-Resistente" (2,003)
- Norma E.050 "Suelos y Cimentaciones"
- Norma E.06 "Concreto Armado"
- Norma E.070 "Albañilería"

G- CATEGORIA DE LA EDIFICACION:

- TIPO C (Edificaciones comunes: vivienda)

H- SISTEMA ESTRUCTURAL:

- Dual (R = 7)

ANEXO N° 2:

VALIDACIÓN DE INSTRUMENTOS

CONSTANCIA

VALIDACIÓN DE INSTRUMENTOS DE INVESTIGACIÓN

Por la presente se deja constancia haber revisado los instrumentos de investigación para ser utilizados en la investigación, cuyo título es: **“Diseño con CYPECAD para la Gestión Estratégica de Proyectos en Edificaciones”**. Su autor es Juan Carlos Saavedra Larreátegui, estudiante de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Cesar Vallejo – Campus Chiclayo.

Dichos instrumentos serán aplicados a una muestra no probabilística conformada por 16 ingenieros civiles especialistas en Estructuras, pertenecientes a 16 empresas participantes del proceso de investigación, cuya relación se adjunta al presente, y que se aplicará durante el mes de agosto del 2016, según técnica de encuesta. Razón por la cual, la muestra de estudio estará constituida por toda la población.

Las observaciones realizadas han sido levantadas por el autor, quedando finalmente aprobadas. Por lo tanto, cuenta con la validez de contenido correspondiente con las variables de estudio del problema, objetivos e hipótesis.

Se extiende la presente constancia a solicitud del interesado, para los fines que considere pertinentes.

Chiclayo, 13 de Julio 2016



JUAN MANUEL ANTÓN PÉREZ
LIC. EN ESTADÍSTICA

Mg. EN ESTADÍSTICA

DNI: 02602714

COESPE N° 12

CONSTANCIA

VALIDACIÓN DE INSTRUMENTOS DE INVESTIGACIÓN

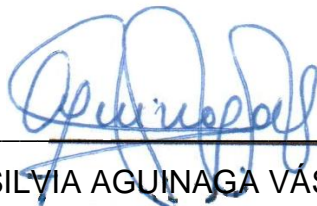
Por la presente se deja constancia haber revisado los instrumentos de investigación para ser utilizados en la investigación, cuyo título es: ***“Diseño con CYPECAD para la Gestión Estratégica de Proyectos en Edificaciones”***. Su autor es Juan Carlos Saavedra Larreátegui, estudiante de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Cesar Vallejo – Campus Chiclayo.

Dichos instrumentos serán aplicados a una muestra no probabilística conformada por 16 ingenieros civiles especialistas en Estructuras, pertenecientes a 16 empresas participantes del proceso de investigación, cuya relación se adjunta al presente, y que se aplicará durante el mes de agosto del 2016, según técnica de encuesta. Razón por la cual, la muestra de estudio estará constituida por toda la población.

Las observaciones realizadas han sido levantadas por el autor, quedando finalmente aprobadas. Por lo tanto, cuenta con la validez de contenido correspondiente con las variables de estudio del problema, objetivos e hipótesis.

Se extiende la presente constancia a solicitud del interesado, para los fines que considere pertinentes.

Chiclayo, 13 de Julio 2016



Mg. SILVIA AGUINAGA VÁSQUEZ

CONSTANCIA

VALIDACIÓN DE INSTRUMENTOS DE INVESTIGACIÓN

Por la presente se deja constancia haber revisado los instrumentos de investigación para ser utilizados en la investigación, cuyo título es: **“Diseño con CYPECAD para la Gestión Estratégica de Proyectos en Edificaciones”**. Su autor es Juan Carlos Saavedra Larreátegui, estudiante de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Cesar Vallejo – Campus Chiclayo.

Dichos instrumentos serán aplicados a una muestra no probabilística conformada por 16 ingenieros civiles especialistas en Estructuras, pertenecientes a 16 empresas participantes del proceso de investigación, cuya relación se adjunta al presente, y que se aplicará durante el mes de agosto del 2016, según técnica de encuesta. Razón por la cual, la muestra de estudio estará constituida por toda la población.

Las observaciones realizadas han sido levantadas por el autor, quedando finalmente aprobadas. Por lo tanto, cuenta con la validez de contenido correspondiente con las variables de estudio del problema, objetivos e hipótesis.

Se extiende la presente constancia a solicitud del interesado, para los fines que considere pertinentes.

Chiclayo, 13 de Julio 2016



VICTOR GUILLERMO VERA RUIZ
INGENIERO CIVIL
CIP. N° 36228

Mg. VÍCTOR GUILLERMO VERA RUIZ

CIP: N° 36228

ANEXO N° 3:
CONSENTIMIENTO INFORMADO

El que suscribe propietario de la INMOBILIARIA CAPELLI S.A.C. – Provincia de Chiclayo, Departamento de Lambayeque; extiende:

CONSENTIMIENTO INFORMADO

A favor de **Saavedra Larreátegui Juan Carlos** estudiante de Ingeniería Civil de la Universidad Cesar Vallejo, para que realice la Tesis Titulada **“Diseño con CYPECAD para la Gestión Estratégica de Proyectos en Edificaciones”**; en opción a la obtención del Título Profesional de Ingeniero Civil; estudio que abarca desde Abril hasta Diciembre del 2016.

Se extiende la presente para efectos de acreditación académica profesional.

ATENTAMENTE:

Chiclayo 01 de Julio de 2016



INMOBILIARIA CAPELLI S.A.C.
Juan José Zamora Capelli
GERENTE GENERAL

Zamora Capelli Juan José
GERENTE GENERAL

ANEXO N° 4:
RESOLUCIÓN DE APROBACIÓN
DEL PROYECTO DE
INVESTIGACIÓN



RESOLUCIÓN DE DIRECCIÓN ACADÉMICA N° 385 -2016-UCV-CH

Pimentel, 17 de agosto del 2016

VISTO:

El Oficio N° 056-201-UCV/OI de fecha 17 de agosto del 2016, presentado por el Jefe de la Oficina de Investigación, en el cual solicita se emita la Resolución de Aprobación de Proyecto de Investigación de los estudiantes del IX ciclo del 2016-I perteneciente a la Escuela Profesional de Ingeniería Civil y:

CONSIDERANDO:

Que, el artículo 38° del Reglamento de Investigación señala: Se entiende por proyecto de investigación al plan sistemático y metódico, para resolver un problema científico y aportar a la ciencia y sociedad, donde se define con claridad los componentes científicos y administrativos.

Que, el(la) estudiante SAAVEDRA LARRÉATEGUI JUAN CARLOS. ha elaborado, presentado y sustentado su trabajo de investigación ante el(la) Docente Asesor, Dr. Ing° Walter Antonio Campos Ugaz y ha obtenido una nota aprobatoria;

Estando a lo expuesto y en uso de las atribuciones conferidas.

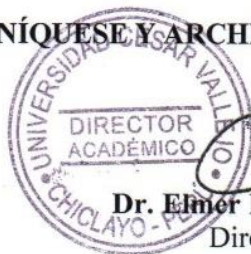
SE RESUELVE:

ARTÍCULO 1°: APROBAR, el Proyecto de Tesis, cuyo título es: DISEÑO CON CYPECAD PARA LA GESTIÓN ESTRATÉGICA DE PROYECTOS EN EDIFICACIONES, a cargo del(la) estudiante SAAVEDRA LARRÉATEGUI JUAN CARLOS. de la Escuela de Ingeniería Civil.

ARTÍCULO 2°: APROBAR, como Docente Asesor(a) a Dr. Ing° Walter Antonio Campos Ugaz de la tesis antes mencionada en el Artículo Primero.

ARTÍCULO 3°: REMITIR, a la Oficina de Investigación, realice el Registro de Investigaciones correspondiente a la Investigación de Fin de Carrera.

REGÍSTRESE, COMUNÍQUESE Y ARCHÍVESE.



Dr. Elmer Bagner Salazar Salazar
Director Académico
Filial Chiclayo

Cc: OI, Interesado(a)

ANEXO N° 5:

MATRIZ DE CONSISTENCIA

**MATRIZ DE CONSISTENCIA PARA LA ELABORACIÓN DE PROYECTO
DE TESIS**

NOMBRE DEL ESTUDIANTE: Saavedra Larreátegui Juan Carlos

FACULTAD/ESCUELA: Ingeniería / Ingeniería Civil

TÍTULO DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN	Diseño con CYPECAD para la Gestión Estratégica de Proyectos en Edificaciones.
PROBLEMA	¿De qué manera el Diseño con CYPECAD permite fortalecer la Gestión Estratégica de Proyectos en Edificaciones de cinco niveles en la empresa CAPELLI S.A.C– Chiclayo?
HIPÓTESIS	“El diseño con el software CYPECAD optimiza tiempo – disminuye costos y asegura calidad en el análisis de las edificaciones de cinco niveles fortaleciendo la Gestión estratégica de proyectos en la empresa CAPELLI S.A.C – Chiclayo.”
OBJETIVO GENERAL	Contribuir con la Gestión Estratégica de Proyectos en Edificaciones, de cinco niveles diseñando con el software CYPECAD en la empresa CAPELLI S.A.C – Chiclayo.
OBJETIVOS ESPECIFICOS	Identificar el tiempo utilizado en el análisis, diseño estructural, elaboración de planos y memorias de cálculo en la gestión estratégica de proyectos en edificaciones en la empresa CAPELLI S.A.C, en situaciones antes y después de diseñar con el software CYPECAD. Identificar los costos en la elaboración de planos y memorias de cálculo en la gestión estratégica de proyectos en edificaciones en la empresa CAPELLI S.A.C, en situaciones antes y después de diseñar con el software CYPECAD. Evaluar la calidad en el proceso de análisis y diseño estructural, planos, confiabilidad de los resultados en la gestión estratégica de proyectos en edificaciones en la empresa CAPELLI S.A.C, en situaciones antes y después de diseñar con el software CYPECAD.
DISEÑO DEL ESTUDIO	Diseño descriptivo
POBLACIÓN Y MUESTRA	POBLACIÓN : Lo constituyen 16 Inmobiliarias de Chiclayo que se dedican al rubro de Edificaciones MUESTRA: Se trabajó con la Inmobiliaria Capelli S.A.C – Chiclayo.

VARIABLES	VARIABLES INDEPENDIENTE: Diseño con CYPECAD. VARIABLE DEPENDIENTE: Gestión Estratégica de Proyectos en Edificaciones.
------------------	--

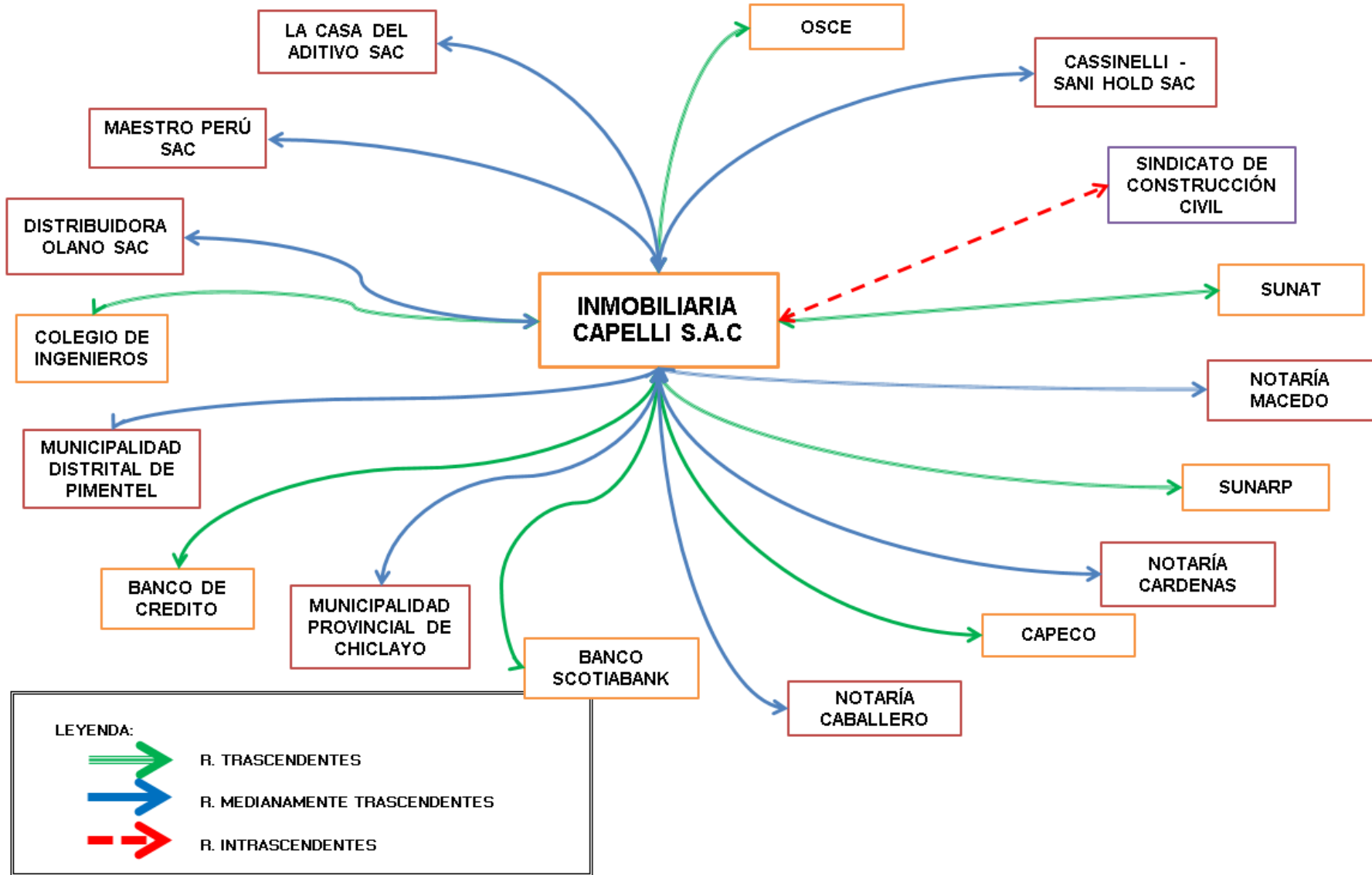
OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ESCALA DE MEDICIÓN
GESTIÓN ESTRATÉGICA DE PROYECTOS EN EDIFICACIONES	<p>MONTERREY Meana, España, Universidad de Oviedo, 2002. 02 p. Define que la Gestión estratégica de proyecto es una secuencia autónoma de actividades complejas e interconectadas que tienen un objetivo o propósito que debe ser alcanzado en un plazo establecido, con un presupuesto y de acuerdo a unas Especificaciones. En definitiva, son 3 los aspectos a gestionar en todo proyecto: Plazo, Costo y Calidad.</p>	<p>La gestión Estratégica de Proyectos es un enfoque metódico para planificar y orientar los procesos del proyecto de principio a fin, aplicando conocimientos, habilidades y técnicas para ejecutar un proyecto de manera eficaz y eficiente.</p>	<p>A).TIEMPO (Plazos)</p> $T_{TOTAL} = T_{AD} + T_{EP} + T_{MC}$	<ul style="list-style-type: none"> • En el Análisis y Diseño estructural (TAD). • En la elaboración de planos (TEP). • Memoria de cálculos (TMC). 	<p>NOMINAL</p>
			<p>B).COSTOS</p> $C_{TOTAL} = C_{EP} + C_{MC}$	<ul style="list-style-type: none"> • Costos en la elaboración de planos (CEP). • Costos en la elaboración de la Memoria de cálculos (CMC). 	
			<p>C).CALIDAD (Seguridad)</p> $C_{TOTAL} = C_{AD} + C_p + C_R$	<ul style="list-style-type: none"> • Calidad en el Análisis y Diseño estructural (CAD). • Calidad de planos (CP). • Confiabilidad en los resultados (CR). 	

VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ESCALA DE MEDICIÓN
DISEÑO CON CYPECAD	<p>ROMAN Medina, D. Quito, Universidad Central del Ecuador, 2016. 48 p. Define que el diseño estructural con CYPECAD permite conseguir: agilidad, eficiencia y optimización de recursos en la elaboración de planos y memorias de cálculo. Disminuyendo así los tiempos de producción en la ejecución de proyectos, permitiendo a su vez la reducción de costos sin dejar de lado la Seguridad.</p>	<p>El software CYPECAD es una gran herramienta que nos ahorra muchísimo tiempo a cualquiera que se dedique al cálculo de estructuras en edificación. El cual nos permite realizar los proyectos con la máxima fiabilidad en el cálculo de la estructura y la total seguridad y garantía en el dimensionado y resultados obtenidos.</p>	A).ORGANIZACIÓN DE DATOS	<ul style="list-style-type: none"> • Planos de distribución • Planos de elevación. • Planos de columnas y muros de corte. 	NOMINAL
			B).INTRODUCCIÓN DE DATOS.	<ul style="list-style-type: none"> • Registro de información general. • Plantas y grupos. • Columnas. • Muros de corte. • Vigas. • Losas. • Sobrecargas Adicionales. 	
			C).ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACION.	<ul style="list-style-type: none"> • Análisis estático. • Análisis dinámico. 	
			D).DISEÑO ESTRUCTURAL DEFINITIVO	<ul style="list-style-type: none"> • Diseño de vigas. • Diseño de losas. • Diseño de columnas. • Diseño muros de corte. • Diseño de escalera. • Diseño cimentación. 	
			E).EXPORTACIÓN DE RESULTADOS	<ul style="list-style-type: none"> • Exportación de planos en DWG. • Exportación de la Memoria de cálculo en WORD o PDF. 	

MÉTODOS DE ANÁLISIS DE DATOS.	<p>Se efectuará un Análisis cuantitativo, utilizando para el procesamiento de la información el programa Excel 2013; SPSS versión 22, considerando el 95% de confiabilidad. Para efectos del diseño de la edificación, se utilizará el software CYPECAD</p>
--------------------------------------	---

ANEXO N° 6: DIAGRAMA DE BENN



ACTORES SOCIALES	VALORACIÓN		(Δxi)	ORDEN DE MERITO
	1	2		
OSCE (Organismo Superior de las Contrataciones del Estado)	17	19	2	3°
SUNAT	17	18	1	4°
SUNARP	17	18	1	4°
CAPECO	17	18	1	4°
BANCO SCOTIABANK	15	18	3	2°
BANCO DE CREDITO	15	18	3	2°
COLEGIO DE INGENIEROS	14	17	3	2°
NOTARÍA MACEDO	12	13	1	4°
NOTARÍA CABALLERO	12	13	1	4°
NOTARÍA CARDENAS	11	13	2	3°
DISTRIBUIDORA OLANO SAC	12	13	1	4°
MAESTRO PERÚ SAC	12	13	1	4°
LA CASA DEL ADITIVO SAC	12	14	2	3°
CASSINELLI - SANI HOLD SAC	11	13	2	3°
MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE CHICLAYO	11	13	2	3°
MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE PIMENTEL	11	13	2	3°
SINDICATO DE CONSTRUCCIÓN CIVIL	4	8	4	1°
ΣSUMATORIA :	220	252		

ΣXER ΣXEF

$$XER = \frac{\sum XR}{n} = \frac{220}{17} = 12.94 \quad \text{Escenario Real}$$

$$XEF = \frac{\sum XF}{n} = \frac{252}{17} = 14.82 \quad \text{Escenario Futuro}$$

ANEXO N° 7:

MEMORIA DE CÁLCULO

MEMORIA DE CÁLCULO

PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 5 NIVELES

LOCALIDAD: CHICLAYO

DISTRITO: CHICLAYO

DEPARTAMENTO: LAMBAYEQUE

CÁLCULO: CÁLCULO ESTRUCTURAL

ELABORADO POR: SAAVEDRA LARREÁTEGUI JUAN

CARLOS

FECHA: 17/11/16



1 GENERALIDADES

1.1 ANTECEDENTES

El Perú es un país ubicado dentro de una zona sísmicamente activa, donde las estructuras deben construirse siguiendo los criterios del diseño sismo resistente aceptando que durante su vida útil la estructura experimentará al menos un terremoto de gran intensidad y varios terremotos de moderada intensidad.

Consecuentemente, el propósito de este documento es describir los criterios referidos al Diseño Estructural para la ejecución de las obras “EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 5 NIVELES”.

Para realizar el Diseño estructural se ha usado la Norma de Diseño Sismo resistente vigente.

Debemos mencionar que la filosofía de la Norma establece como principio para el diseño que algunos de los elementos del sistema estructural puedan experimentar comportamiento en el rango Inelástico, soportando grandes deformaciones que disipen la energía inducida por el terremoto. Como producto de este fenómeno se espera, para el caso de sismos moderados, que se presenten daños en los elementos no estructurales (tabiquería, y otros) y que puedan repararse.

De otro lado se acepta, en caso de sismos severos que se presenten daños estructurales pero no el colapso de la estructura.

1.2 ALCANCE DE LA EDIFICACION

La presente memoria descriptiva corresponde exclusivamente al diseño estructural de las obras de concreto, fabricación e instalación de las estructuras del Proyecto: “EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 5 NIVELES”. Ubicado en la ciudad de Chiclayo, Lambayeque.

La edificación se desarrolla en una estructura de 5 niveles.

El presente documento establece las directrices a seguir para el análisis estructural y posterior diseño de todas las estructuras, de modo de obtener estructuras funcionales y seguras ante solicitaciones de cargas estáticas y dinámicas aplicando procedimientos y desarrollos que estarán reflejados en planos de ingeniería de detalle y memorias de cálculo debidamente sustentadas, en aplicación de prácticas aceptadas de ingeniería y en cumplimiento de las normas y reglamentos vigentes.

2 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

2.1 GENERALIDADES.

Las estructuras que conforman el proyecto serán analizadas considerando un comportamiento linealmente elástico de manera tridimensional, con una adecuada configuración estructural para resistir las cargas gravitacionales de servicio y debidamente arriostradas y aisladas para resistir las cargas laterales de sismo.

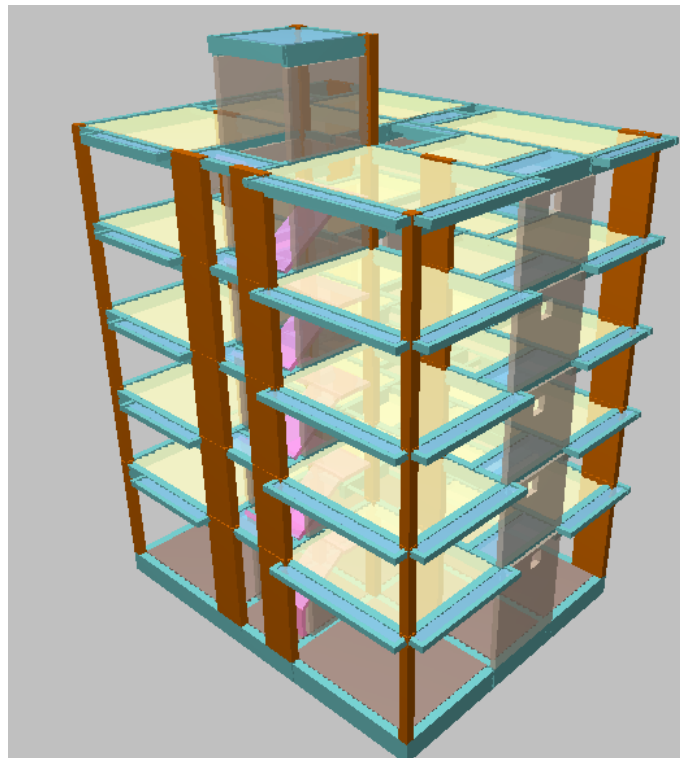
Para las solicitaciones sísmicas, las estructuras serán sometidas a un análisis dinámico de combinación espectral con masas concentradas en los diafragmas, y en dos direcciones ortogonales de acuerdo a las exigencias de la norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

El análisis estructural se ha realizado mediante programas de cálculo CYPECAD 2017e, por métodos matriciales ó por elementos finitos. Se ha considerado la flexibilidad del suelo en el análisis, considerando el modelo de Winkler como modelo para idealizar la interacción suelo – estructura.

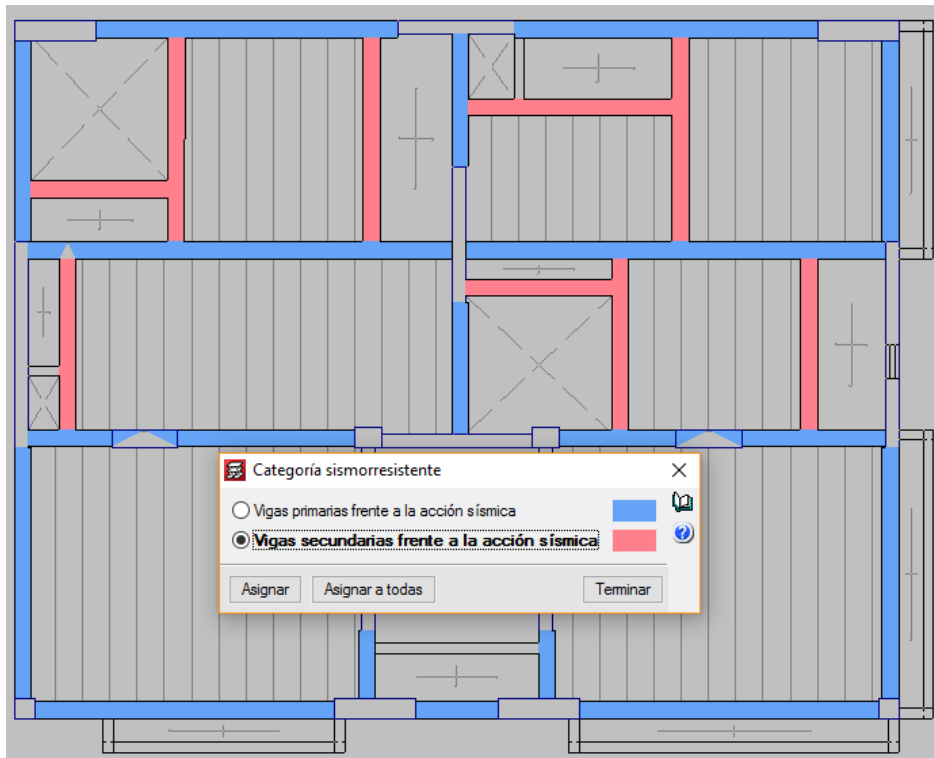
2.2 CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES

La edificación en su conjunto, se ha estructurado, con un sistema de muros y pórticos con rigidez suficiente en ambas direcciones para limitar los desplazamientos o derivas calculados para un sismo de diseño.

En el sótano, y en las caras laterales se ha considerado muros a efectos de rigidizar a la edificación en ambos sentidos. Se han considerado columnas de 30x30, 120x30, 40x30 y 98x25, según las posibilidades de la planta arquitectónica. Se han considerado muros de concreto armado en algunas caras laterales, así como en el núcleo de escaleras, a efecto de brindar la rigidez suficiente para soportar los efectos sísmicos. Las vigas que conforman el sistema resistente a cargas laterales se han considerado de 25x50 en todos los niveles, mientras que las vigas que no conforman parte del sistema resistente a cargas sísmicas se han considerado como vigas chatas, con un ancho de 25 cm. El diafragma rígido lo componen las losas aligeradas de 25 cm. En las zonas que presentan problemas especiales para el proceso constructivo y correcto funcionamiento de las losas aligeradas, se ha optado por realizar un diafragma rígido, como en el caso de baños, volados y zonas de losa muy pequeñas.



Vista panorámica de las estructuras



Vista en planta de vigas que conforman el sistema resistente a sismos, en azul, y vigas que no conforman parte de este sistema, en rosa.

2.3 MATERIALES UTILIZADOS.

El diseño de elementos de concreto armado de las diferentes estructuras se desarrollará de acuerdo a la norma E.060 y E.070 del Reglamento Nacional de Edificaciones y complementada con las normas y códigos del American Concrete Institute ACI. Se MUESTRAN A continuación las características de los materiales.

2.3.1 Concreto Simple (Resistencia mínima a la compresión)

- Solados $f'c = 100\text{Kg/cm}^2$
- Losas de piso $f'c = 210\text{Kg/cm}^2$
- Falso piso y veredas $f'c = 175\text{ kg/cm}^2$

2.3.2 Concreto Estructural (Resistencia mínima a la compresión)

- Concreto armado:
 - $f'c = 210\text{Kg/cm}^2$ (cimentaciones)

- $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (Cimentaciones y vigas de cimentación, columnas, muros, elementos verticales en general.)
- $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (Losas aligeradas, macizas, colaborantes y vigas de entrepiso.)

2.3.3 Acero de Refuerzo: ASTM A615 Grado 60.

2.4 CARGAS DE DISEÑO.

Contemplan las solicitaciones a las cuales la estructura estará sometida durante su funcionamiento.

2.4.1 Carga Muerta (D).- Corresponde a cargas permanentes en base a su peso unitario a la cual estará sometida la estructura, entre las que se encuentran el peso propio de los elementos estructurales y no estructurales que la conforman.

En general los edificios llevarán las siguientes cargas permanentes:

- Concreto armado: 2400 kg/m^3
- Concreto simple: 2300 kg/m^3
- Bloques de Arcilla (albañilería confinada): 1800 kg/m^3
- Acabado para pisos: 100 kg/m^2
- Cargas lineales de tabiquería; Según su altura y dimensiones.
- Instalaciones eléctricas, sanitarias, mecánicas : 10 kg/m^2

2.4.2 Carga Viva (L, Lr).- Corresponden a cargas móviles a las cuales estará sometida la estructura, producto de su tipo de uso u ocupación. Estos valores son tomados de acuerdo a la Tabla N°1. Del Capítulo 3 de la Norma E.020 del Reglamento Nacional de Edificaciones, siendo Lr la carga viva del techo.

2.4.3 Carga de Sismo (E).- Se diseñó la estructura considerando la nueva norma sísmica E.030, aprobada en enero del presente año. A continuación se muestran los parámetros asumidos para la definición de esta carga sísmica.

Caracterización del emplazamiento

Zona sísmica (Norma Técnica E.030 2014 (decreto nº003-2016), Fig 1 y Anexo 1): Zona 4

Tipo de perfil de suelo (Norma Técnica E.030 2014 (decreto nº003-2016), 2.3.1): S3

Sistema estructural

R_{ox} : Coeficiente de reducción (X) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto nº003-2016), Tabla 7)

R_{ox} : 7.00

R_{oy} : Coeficiente de reducción (Y) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto nº003-2016), Tabla 7)

R_{oy} : 6.00

I_a : Factor de irregularidad en altura (X) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto nº003-2016), Tabla 8)

I_a : 1.00

I_a : Factor de irregularidad en altura (Y) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto nº003-2016), Tabla 8)

I_a : 1.00

I_p : Factor de irregularidad en planta (X) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto nº003-2016), Tabla 9)

I_p : 1.00

I_p : Factor de irregularidad en planta (Y) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto nº003-2016), Tabla 9)

I_p : 1.00

Geometría en altura (Norma Técnica E.030 2014 (decreto nº003-2016), Artículo 3.5): Regular

Estimación del periodo fundamental de la estructura: Según norma

Tipología estructural (X) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto nº003-2016), Artículo 4.5.4): II

Tipología estructural (Y) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto nº003-2016), Artículo 4.5.4): III

h : Altura del edificio

h : 16.80 m

Importancia de la obra (Norma Técnica E.030 2014 (decreto nº003-2016), Artículo 3.1 y Tabla 5): C: Edificaciones comunes

Parámetros de cálculo

Número de modos de vibración que intervienen en el análisis: Según norma

Fracción de sobrecarga de uso

: 0.25

Factor multiplicador del espectro

: 1.00

Verificación de la condición de cortante basal: Según norma

No se realiza análisis de los efectos de 2º orden

Criterio de armado a aplicar por ductilidad: Requisitos especiales para elementos resistentes a fuerzas de sismo según la NTE.060

Factores reductores de la inercia (Norma Técnica E.030 2014 (decreto nº003-2016),)

Vigas primarias frente a la acción sísmica: 1

Vigas secundarias frente a la acción sísmica: 0.01

Forjados primarios frente a la acción sísmica: 1

Forjados secundarios frente a la acción sísmica: 0.01

Pilares: 1

Pantallas: 1

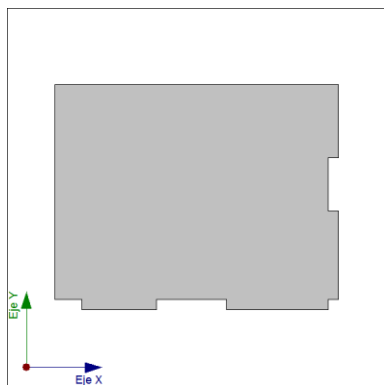
Muros: 1

Muros de fábrica: 1

Direcciones de análisis

Acción sísmica según X

Acción sísmica según Y



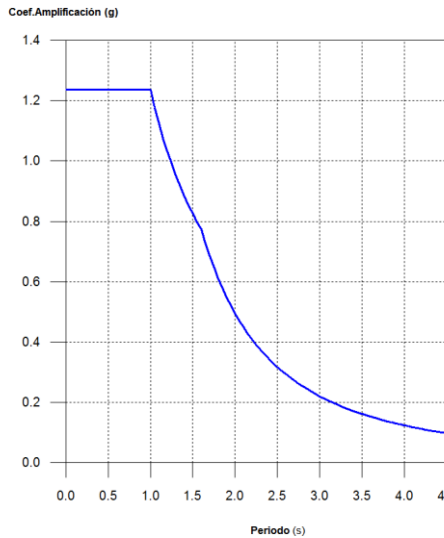
Proyección en planta de la obra

Espectro de cálculo

Espectro elástico de aceleraciones

Coef. Amplificación:

$$S_{ae} = Z \cdot U \cdot C \cdot S$$



Donde:

$$C = 2,5$$

$$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T} \right)$$

$$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_i}{T^2} \right)$$

$$T < T_p$$

$$T_p \leq T < T_i$$

$$T_i \leq T$$

es el factor de amplificación sísmica.

El valor máximo de las ordenadas espectrales es 1.238 g.

Norma Técnica E.030 2014 (decreto nº003-2016) (Artículo 4.5.2 y 2.5)

Parámetros necesarios para la definición del espectro

Z: Factor de zona (Norma Técnica E.030 2014 (decreto nº003-2016), Tabla 1) **Z : 0.45**
 Zona sísmica (Norma Técnica E.030 2014 (decreto nº003-2016), Fig 1 y Anexo 1):
 Zona 4

U: Factor de importancia (Norma Técnica E.030 2014 (decreto nº003-2016), Tabla 3) **U : 1.00**
 Importancia de la obra (Norma Técnica E.030 2014 (decreto nº003-2016),
 Artículo 3.1 y Tabla 5): C: Edificaciones comunes

S: Factor de amplificación del suelo (Norma Técnica E.030 2014 (decreto nº003-2016),
 Tabla 3) **S : 1.10**
 Tipo de perfil de suelo (Norma Técnica E.030 2014 (decreto nº003-2016), 2.3.1):
 S3

T_p: Periodo de la plataforma del espectro (Norma Técnica E.030 2014 (decreto nº003-
 2016), Tabla 4) **T_p : 1.00 s**

T_i: Periodo que define el inicio de la zona del espectro con desplazamiento constante
 (Norma Técnica E.030 2014 (decreto nº003-2016), Tabla 4) **T_i : 1.60 s**
 Tipo de perfil de suelo (Norma Técnica E.030 2014 (decreto nº003-2016), 2.3.1):
 S3

Espectro de diseño de aceleraciones

El espectro de diseño sísmico se obtiene reduciendo el espectro elástico por el coeficiente (R) correspondiente a cada dirección de análisis.

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R} = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R}$$

R_x: Coeficiente de reducción (X) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto nº003-2016), Tabla 6)

R_x : 7.00

$$R_x = R_{ox} \cdot I_a \cdot I_p$$

R_{ox}: Coeficiente de reducción (X) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto nº003-2016), Tabla 7)

R_{ox} : 7.00

R_y: Coeficiente de reducción (Y) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto nº003-2016), Tabla 6)

R_y : 6.00

$$R_y = R_{oy} \cdot I_a \cdot I_p$$

R_{oy}: Coeficiente de reducción (Y) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto nº003-2016), Tabla 7)

R_{oy} : 6.00

I_a: Factor de irregularidad en altura (X) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto nº003-2016), Tabla 8)

I_a : 1.00

I_a: Factor de irregularidad en altura (Y) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto nº003-2016), Tabla 8)

I_a : 1.00

I_p: Factor de irregularidad en planta (X) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto nº003-2016), Tabla 9)

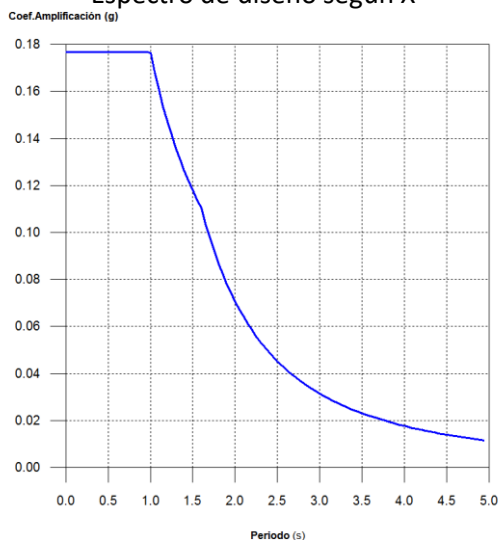
I_p : 1.00

I_p: Factor de irregularidad en planta (Y) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto nº003-2016), Tabla 9)

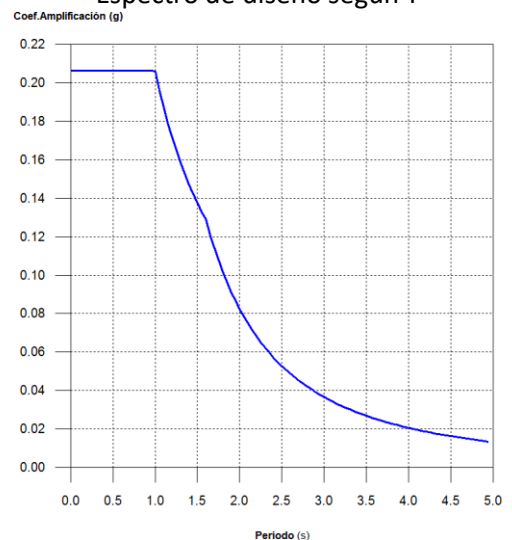
I_p : 1.00

Norma Técnica E.030 2014 (decreto nº003-2016) (Artículo 4.6.2 y 2.5)

Espectro de diseño según X



Espectro de diseño según Y



2.4.4 Justificación del coeficiente de reducción sísmica elegido

Se ha elegido el sistema estructural en función del cortante que absorbe cada tipo de elemento estructural, como se indica en la norma E.030 vigente.

En la tabla siguiente, el porcentaje de cortante sísmico de la columna 'Muros' incluye el cortante resistido por muros, pantallas y elementos de arriostramiento.

Hipótesis sísmica: Sismo X1

Planta	%Q _x		%Q _y	
	Pilares	Muros	Pilares	Muros
TANQUE ELEVADO	68.07	31.93	64.02	35.98
AZOTEA	70.67	29.33	12.23	87.77
TECHO 4	54.15	45.85	12.58	87.42
TECHO 3	47.31	52.69	10.13	89.87
TECHO 2	44.28	55.72	9.80	90.20
TECHO 1	54.35	45.65	14.61	85.39

Hipótesis sísmica: Sismo Y1

Planta	%Q _x		%Q _y	
	Pilares	Muros	Pilares	Muros
TANQUE ELEVADO	57.01	42.99	51.12	48.88
AZOTEA	47.68	52.32	20.37	79.63
TECHO 4	46.40	53.60	14.41	85.59
TECHO 3	41.01	58.99	12.28	87.72
TECHO 2	40.79	59.21	11.22	88.78
TECHO 1	49.39	50.61	17.34	82.66

Se concluye que para la dirección X, el cortante es resistido casi equitativamente por ambos tipos de elementos, por lo cual le corresponde el sistema estructural Dual. Mientras tanto, en la dirección Y, más del 80% del cortante es absorbido por muros, para lo cual le corresponde el sistema estructural de muros estructurales.

2.5 COMBINACIONES DE CARGA.

Las combinaciones de carga a emplear según el tipo de estructura se regirán al Reglamento Nacional de Edificaciones, las cuales serán las siguientes:

2.5.1 Edificaciones de Concreto Armado. (RNE E.060)

- $1.4D + 1.7L$.
- $1.25 (D + L) \pm E$.
- $0.9D \pm E$.

2.6 DEFLEXIONES ADMISIBLES

Los límites para deflexiones para elementos de concreto armado serán según lo estipulado en el capítulo 9.6 de la norma E.060 del Reglamento Nacional de Edificaciones. Las deflexiones verticales, en los elementos estructurales de acero, causadas por las cargas de gravedad, permanentes y vivas no excederán los valores límites indicados:

- Vigas de Pórticos: $L/360$
- Estructuras de Concreto vigas y losas: $L/360$

Se permitirá el uso de contra flechas para elementos de concreto y acero siempre y cuando esté aplicado solo a la carga muerta.

3 RESULTADOS SÍSMICOS

3.1 Desplazamientos laterales admisibles

Habiendo realizado el análisis sísmico de la edificación, se procedió a verificar las derivas de entrepiso con el valor máximo indicado en la norma E.030, el cual para edificaciones de este tipo es 0.007 o $1/143$

Desplome local máximo de los pilares (δ / h)					ESTADO
Planta	Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas ⁽¹⁾		
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y	
TANQUE ELEVADO	----	----	1 / 210	1 / 172	OK
AZOTEA	----	----	1 / 192	1 / 152	OK
TECHO 4	----	----	1 / 174	1 / 147	OK
TECHO 3	----	----	1 / 164	1 / 144	OK
TECHO 2	----	----	1 / 162	1 / 146	OK
TECHO 1	----	----	1 / 173	1 / 154	OK
Notas: ⁽¹⁾ Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.					

3.2 Coeficientes de participación

Procederemos ahora a verificar los modos de vibración y sus masas participativas

Modo	T	L _x	L _y	L _{gz}	M _x	M _y	Hipótesis X(1)	Hipótesis Y(1)
Modo 1	0.525	0.0891	0.9077	0.4101	0.82 %	82.62 %	R = 7 A = 1.734 m/s ² D = 12.126 mm	R = 6 A = 2.023 m/s ² D = 14.147 mm
Modo 2	0.494	0.9256	0.1012	0.3649	83.04 %	0.97 %	R = 7 A = 1.734 m/s ² D = 10.7258 mm	R = 6 A = 2.023 m/s ² D = 12.5134 mm
Modo 3	0.360	0.0182	0.0173	0.9997	0.74 %	0.65 %	R = 7 A = 1.734 m/s ² D = 5.68527 mm	R = 6 A = 2.023 m/s ² D = 6.63281 mm
Modo 4	0.095	0.884	0.0582	0.4639	11.89 %	0.05 %	R = 7 A = 1.734 m/s ² D = 0.39484 mm	R = 6 A = 2.023 m/s ² D = 0.46065 mm
Modo 5	0.090	0.0188	0.0869	0.996	0.1 %	1.99 %	R = 7 A = 1.734 m/s ² D = 0.35742 mm	R = 6 A = 2.023 m/s ² D = 0.41699 mm
Modo 6	0.082	0.0114	0.427	0.9042	0.01 %	10.3 %	R = 7 A = 1.734 m/s ² D = 0.29202 mm	R = 6 A = 2.023 m/s ² D = 0.34069 mm
Total					96.6 %	96.58 %		

T: Periodo de vibración en segundos.

L_x, L_y: Coeficientes de participación normalizados en cada dirección del análisis.

L_{gz}: Coeficiente de participación normalizado correspondiente al grado de libertad rotacional.

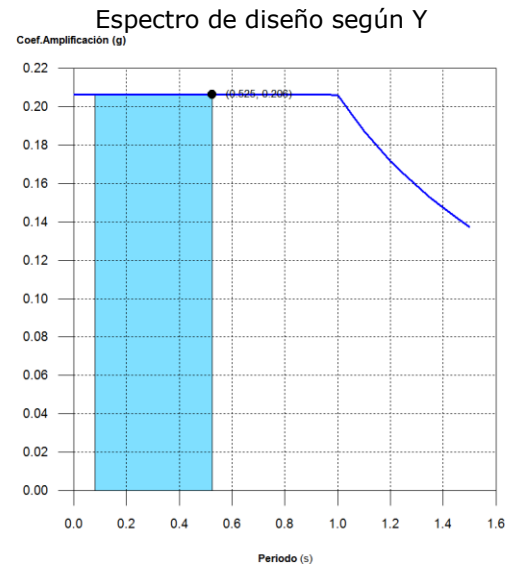
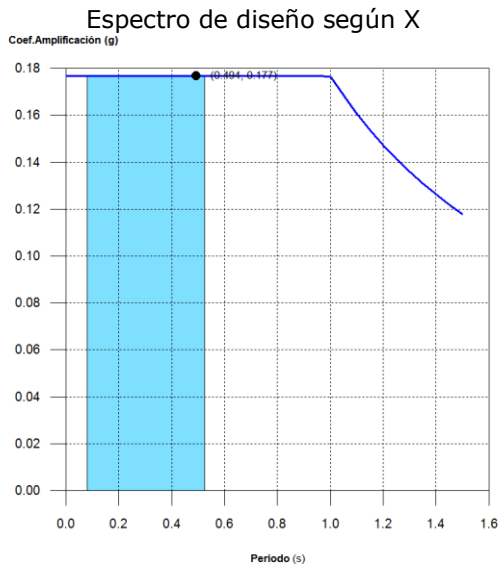
M_x, M_y: Porcentaje de masa desplazada por cada modo en cada dirección del análisis.

R: Relación entre la aceleración de cálculo usando la ductilidad asignada a la estructura y la aceleración de cálculo obtenida sin ductilidad.

A: Aceleración de cálculo, incluyendo la ductilidad.

D: Coeficiente del modo. Equivale al desplazamiento máximo del grado de libertad dinámico.

3.3 Representación de los periodos modales



Se representa el rango de periodos abarcado por los modos estudiados, con indicación de los modos en los que se desplaza más del 30% de la masa:

Hipótesis Sismo X1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 2	0.494	0.177

Hipótesis Sismo Y1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 1	0.525	0.206

3.4 Centro de masas, centro de rigidez y excentricidades de cada planta

Planta	c.d.m. (m)	c.d.r. (m)	e_x (m)	e_y (m)
TANQUE ELEVADO	(6.50, 2.89)	(6.50, 3.99)	0.00	-1.09
AZOTEA	(6.72, 4.83)	(6.26, 5.19)	0.47	-0.36
TECHO 4	(6.62, 5.19)	(6.23, 5.43)	0.38	-0.24
TECHO 3	(6.62, 5.20)	(6.33, 5.31)	0.28	-0.11
TECHO 2	(6.62, 5.20)	(6.33, 5.31)	0.28	-0.11
TECHO 1	(6.61, 5.18)	(6.30, 5.33)	0.31	-0.15

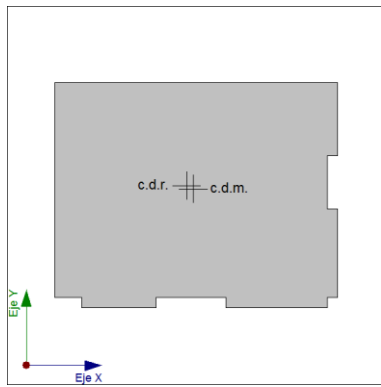
c.d.m.: Coordenadas del centro de masas de la planta (X,Y)

c.d.r.: Coordenadas del centro de rigidez de la planta (X,Y)

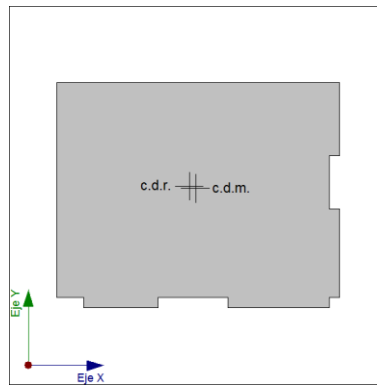
e_x : Excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez (X)

e_y : Excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez (Y)

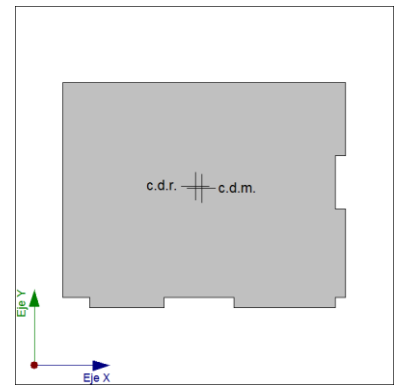
Representación gráfica del centro de masas y del centro de rigidez por planta



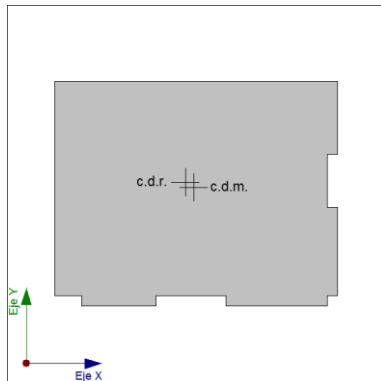
TECHO 1



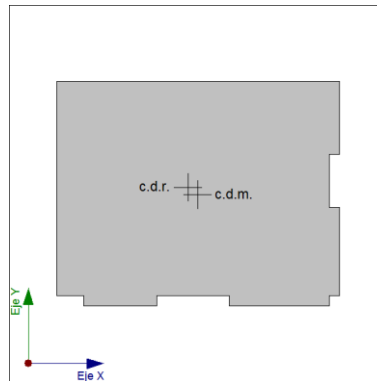
TECHO 2



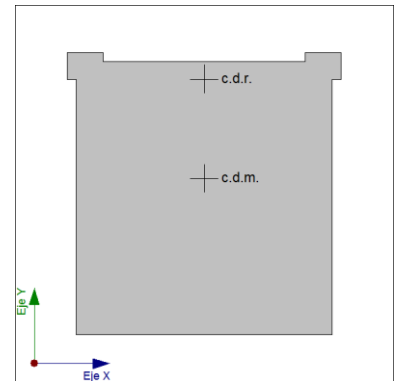
TECHO 3



TECHO 4



AZOTEA



TANQUE ELEVADO

3.5 Corrección por cortante basal

Cortante dinámico CQC

El cortante basal dinámico (V_d), por dirección e hipótesis sísmica, se obtiene mediante la combinación cuadrática completa (CQC) de los cortantes en la base por hipótesis modal.

Hipótesis sísmica (X)	Hipótesis modal	V_x (t)	$V_{d,x}$ (t)
Sismo X1	Modo 1	1.2651	130.8890
	Modo 2	128.5037	
	Modo 3	1.1407	
	Modo 4	18.3999	
	Modo 5	0.1482	
	Modo 6	0.0117	

Hipótesis sísmica (Y)	Hipótesis modal	V _Y (t)	V _{d,Y} (t)
Sismo Y1	Modo 1	152.9716	155.8392
	Modo 2	1.7902	
	Modo 3	1.2013	
	Modo 4	0.0929	
	Modo 5	3.6897	
	Modo 6	19.0735	

V_{d,x}: Cortante basal dinámico en dirección X, por hipótesis sísmica

V_{d,y}: Cortante basal dinámico en dirección Y, por hipótesis sísmica

Cortante basal estático

El cortante sísmico en la base de la estructura se determina para cada una de las direcciones de análisis:

V_{s,x}: Cortante sísmico en la base (X) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016), Artículo 4.5.2)

$$\mathbf{V_{s,x}} : \underline{147.7516 \text{ t}}$$

$$V_{s,x} = \text{MAX}(S_d(T_{a,x}) \cdot P; 0.125 \cdot Z \cdot U \cdot S \cdot P)$$

S_{d,x}(T_a): Aceleración espectral horizontal de diseño (X)

$$\mathbf{S_{d,x}(T_a)} : \underline{0.177 \text{ g}}$$

T_{a,x}: Periodo fundamental aproximado (X) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016), Artículo 4.5.4)

$$\mathbf{T_{a,x}} : \underline{0.37 \text{ s}}$$

$$T_a = h/45$$

Tipología estructural (X) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016), Artículo 4.5.4): II

h: Altura del edificio

$$\mathbf{h} : \underline{16.80 \text{ m}}$$

V_{s,y}: Cortante sísmico en la base (Y) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016), Artículo 4.5.2)

$$\mathbf{V_{s,y}} : \underline{172.3769 \text{ t}}$$

$$V_{s,y} = \text{MAX}(S_d(T_{a,y}) \cdot P; 0.125 \cdot Z \cdot U \cdot S \cdot P)$$

S_{d,y}(T_a): Aceleración espectral horizontal de diseño (Y)

$$\mathbf{S_{d,y}(T_a)} : \underline{0.206 \text{ g}}$$

T_{a,y}: Periodo fundamental aproximado (Y) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016), Artículo 4.5.4)

$$\mathbf{T_{a,y}} : \underline{0.28 \text{ s}}$$

$$T_a = h/60$$

Tipología estructural (Y) (Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016), Artículo 4.5.4): III

h: Altura del edificio

$$\mathbf{h} : \underline{16.80 \text{ m}}$$

P: Peso sísmico total de la estructura

$$\mathbf{P} : \underline{835.7668 \text{ t}}$$

El peso sísmico total de la estructura es la suma de los pesos sísmicos de todas las plantas.

$$P = \sum_{i=1}^n p_i$$

p_i: Peso sísmico total de la planta "i"

Suma de la totalidad de la carga permanente y de la fracción de la sobrecarga de uso considerada en el cálculo de la acción sísmica.

Planta	p_i (t)
TANQUE ELEVADO	13.5562
AZOTEA	116.2473
TECHO 4	174.0823
TECHO 3	174.8195
TECHO 2	174.8195
TECHO 1	182.2421
$P = \sum p_i$	835.7668

Verificación de la condición de cortante basal

Cuando el valor del cortante dinámico total en la base (V_d), obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de análisis, es menor que el 80 % del cortante basal sísmico estático (V_s), todos los parámetros de la respuesta dinámica se multiplican por el factor de modificación: $0.80 \cdot V_s / V_d$.

Geometría en altura (Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016), Artículo 3.5):
Regular

Norma Técnica E.030 2014 (decreto n°003-2016) (Artículo 4.6.4)

Hipótesis sísmica	Condición de cortante basal mínimo	Factor de modificación
Sismo X1	$V_{d,X1} \geq 0.80 \cdot V_{s,X}$ 130.8890 t \geq 118.2013 t	N.P.
Sismo Y1	$V_{d,Y1} \geq 0.80 \cdot V_{s,Y}$ 155.8392 t \geq 137.9015 t	N.P.

$V_{d,X}$: Cortante basal dinámico en dirección X, por hipótesis sísmica

$V_{s,X}$: Cortante basal estático en dirección X, por hipótesis sísmica

$V_{d,Y}$: Cortante basal dinámico en dirección Y, por hipótesis sísmica

$V_{s,Y}$: Cortante basal estático en dirección Y, por hipótesis sísmica

N.P.: No procede

4 DISEÑO ESTRUCTURAL

Juntas. Deben de proyectarse juntas de contracción o control, y juntas de expansión tanto en muros como en losas apoyadas sobre terreno. El espaciamiento máximo que se utilizará será:

- Juntas de contracción para muros: 30 veces el espesor del muro.

- Juntas de contracción para losas apoyadas sobre terreno: 20 veces el espesor de la losa.
- Juntas de expansión para muros: 10.00 m. máximo.
- Juntas de expansión para losas apoyadas sobre terreno: hasta 4 veces la distancia entre juntas de contracción

Separación de la tabiquería de albañilería: La tabiquería interior de albañilería confinada y/o armada, los alféizares de concreto armado; deberán estar separados lateralmente de los elementos estructurales principales tales como columnas y/o muros de corte, mediante juntas sísmicas. La separación dependerá de la deformación máxima relativa de los entrepisos.

4.1 CIMENTACIONES

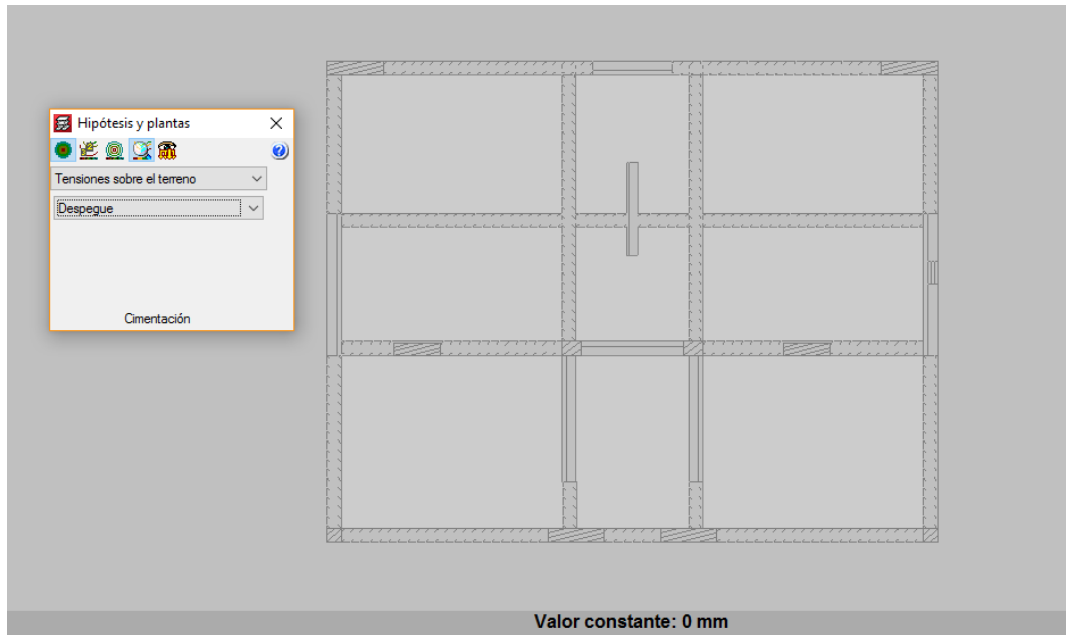
El diseño de cimentaciones deberá cumplir con lo indicado en la norma E.050 y E.060 del Reglamento Nacional de Edificaciones. La cimentación está conformadas por una platea de cimentación. Se han realizado las siguientes verificaciones.

4.1.1 Estabilidad. Para los criterios de estabilidad se deberá tener en cuenta lo siguiente:

- El coeficiente de seguridad al volteo será de 1.5.
- El coeficiente de seguridad al deslizamiento será 1.25 como mínimo.

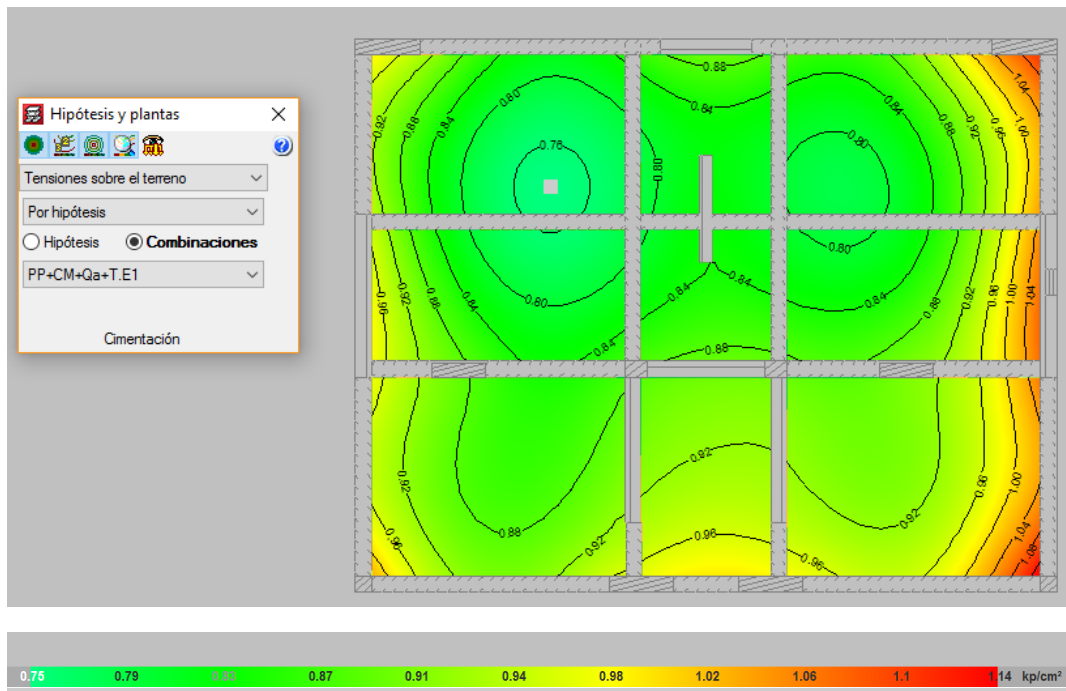
Para la verificación por levantamiento, deslizamiento y volteo deberá considerarse la mínima carga muerta en acción conjunta con las cargas de viento o sismo.

Al no haber levantamiento de la losa se determina que esta no puede ni voltear ni deslizarse.

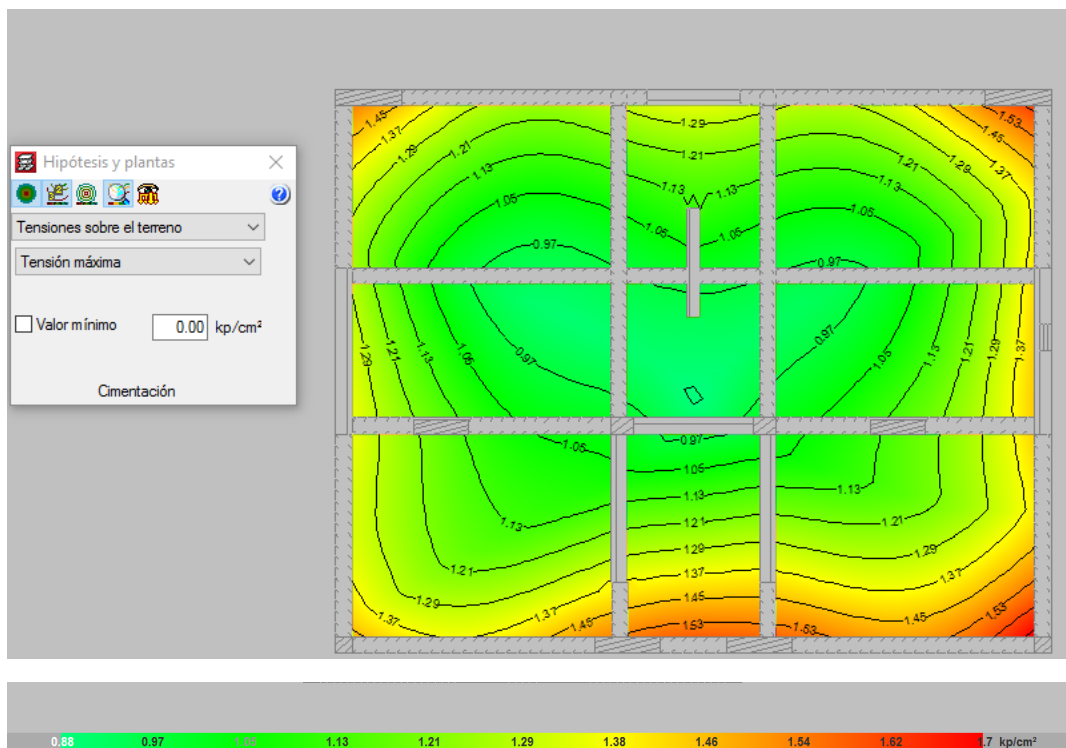


4.1.2 Presiones. Se deberá verificar que las presiones actuantes de las cimentaciones sobre el suelo en condiciones de servicio se encuentren por debajo de los valores proporcionados por el Estudio de Mecánica de Suelos. Caso contrario, se deberá realizar un mejoramiento del suelo de cimentación, hasta alcanzar los valores de presión máxima especificados en el presente documento.

Para condiciones sísmicas la presión admisible podrá incrementarse en un 20% de acuerdo a la Norma E.050 Suelos y Cimentaciones.



Presiones ante carga permanente



Presiones ante carga permanente y sismo

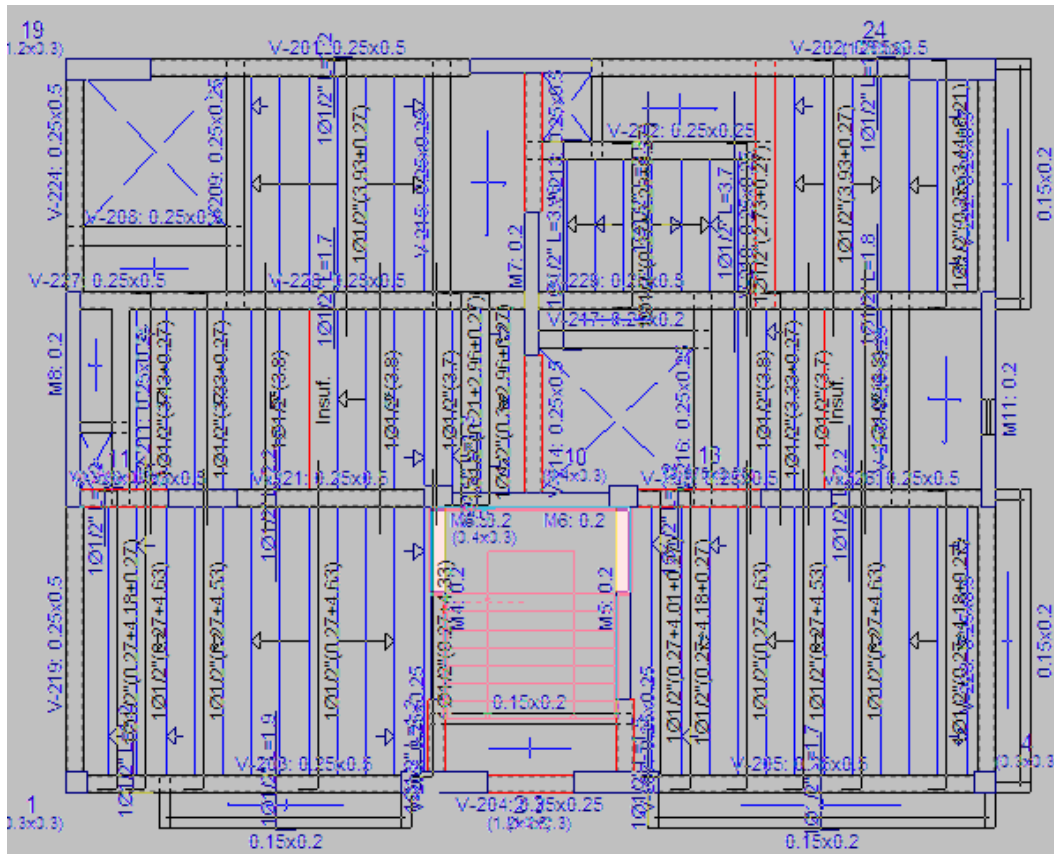
4.1.3 Asentamientos. Estos asentamientos se calcularán con los parámetros que arroje el Estudio de suelos definitivo.

Las cimentaciones se calcularán para soportar los asentamientos diferenciales máximos de 1/500 que se indican en la Norma NTE E.050

4.1.4 Profundidad de cimentación. Según el estudio de suelos es $D_f=1.50\text{mts}$ por debajo de la cota de rasante.

4.2 Losas Aligeradas y macizas.

En Cypecad, se verifica que las losas cumplan por esfuerzo de corte $V_c=0.53\text{SQR}$ ($f'c$), y el diseño del acero a flexión se hace considerando anchos unitarios de 1 m para diseño en las zonas críticas y no críticas. Se ha considerado en el análisis que las losas se comportan de manera articulada en sus luces, y que no colaboran con las vigas a resistir las cargas sísmicas.

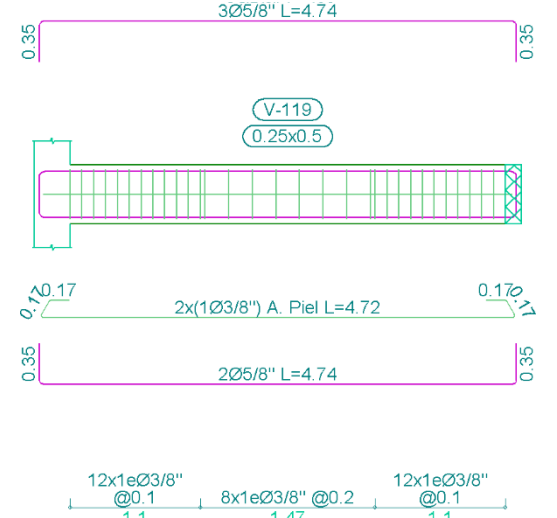


4.3 Vigas y columnas

El cumplimiento de las Vigas y columnas se ha seguido las recomendaciones de la norma E-060 vigente.

Como ejemplo se desarrolla a continuación una viga y una columna.

1.- DESCRIPCIÓN

Datos de la viga	
	Geometría Dimensiones : 25x50 Luz libre : 3.7 m Recubrimiento geométrico superior : 4.0 cm Recubrimiento geométrico inferior : 4.0 cm Recubrimiento geométrico lateral : 4.0 cm
	Materiales Hormigón : $f'c=210$ Armadura longitudinal : Grado 60 Armadura transversal : Grado 60

2.- RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES

Vano	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (NTE E.060:2009)																Estado				
	Disp.	Arm.	Q	Q S.	N,M	N,M S.	T _c	T _{st}	T _{sl}	TNM _x	TV _x	TV _y	TV _x s	TV _y s	T _{Disp.} sl	T _{Disp.} st		T _{Geom.} sl	T _{Arm.} st	Sism.	Cap. H
V-119: 1 - B150	Cumple	Cumple	'3.235 m' $\eta = 10.3$	'2.455 m' $\eta = 17.9$	'3.235 m' $\eta = 32.5$	'3.235 m' $\eta = 70.5$	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	'3.683 m' Cumple	'3.235 m' Cumple	CUMPLE $\eta = 70.5$
Notación: Disp.: Disposiciones relativas a las armaduras Arm.: Armadura mínima y máxima Q: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) Q S.: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) N,M: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) N,M S.: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) T _c : Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. T _{st} : Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. T _{sl} : Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. TNM _x : Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. TV _x : Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua TV _y : Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua TV _x s: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. TV _y s: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. T _{Disp.} sl: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. T _{Disp.} st: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. T _{Geom.} sl: Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal. T _{Arm.} st: Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados. Sism.: Criterios de diseño por sismo Cap. H: Requisitos de resistencia a cortante. Fuerzas de diseño. x: Distancia al origen de la barra η : Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede																					
Comprobaciones que no proceden (N.P.): (1) La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor. (2) La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.																					

Vano	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (NTE E.060:2009)						Estado		
	Z _{C,sup.}	Z _{C,Lat.Der.}	Z _{C,inf.}	Z _{C,Lat.Izq.}	SC _{sup.}	SC _{Lat.De r.}		SC _{inf.}	SC _{Lat.I zq.}
V-119: 1 - B150	x: 3.683 m Cumple	x: 3.683 m Cumple	x: 1.228 m Cumple	x: 3.683 m Cumple	x: 2.762 m Cumple	Cumple	x: 0 m Cumple	Cumple	CUMPLE
Notación: Z _{C,sup.} : Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara superior Z _{C,Lat.Der.} : Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara lateral derecha Z _{C,inf.} : Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara inferior Z _{C,Lat.Izq.} : Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara lateral izquierda SC _{sup.} : Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior SC _{Lat.Der.} : Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral derecha SC _{inf.} : Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior SC _{Lat.Izq.} : Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda x: Distancia al origen de la barra η : Coeficiente de aprovechamiento (%)									

Viga	Activa (Característica) $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = L/480$	Estado
V-119: 1 - B150	$f_{A,max}$: 0.14 mm $f_{A,lim}$: 6.77 mm	CUMPLE

3.- COMPROBACIONES DE RESISTENCIA

V-119: 1 - B150 (1 - 3.069 m, Positivos)

Disposiciones relativas a las armaduras (NTE E.060:2009, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser menor de $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.1):

$$s_l \geq s_{l,min}$$

$$52 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_{l,min} : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_1 = d_b$$

$$s_1 : \underline{16} \text{ mm}$$

$$s_2 = 25 \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

$$d_b : \underline{15.9} \text{ mm}$$

d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_{ag} : \underline{15} \text{ mm}$$

Armadura mínima y máxima (NTE E.060:2009, Artículos 10.5.1, 10.5.2, 10.5.3 y 10.9.1)

Flexión positiva alrededor del eje X:

La cuantía de refuerzo longitudinal, A_s , no debe ser menor que $A_{s,min}$. Los requisitos no necesitan ser aplicados si el A_s proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis (Artículos 10.5.2 y 10.5.3):

$$A_s \geq \frac{4}{3} A_{s,req}$$

$$3.46 \text{ cm}^2 \geq 2.46 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$A_{s,req}$: Área de refuerzo longitudinal a tracción requerida por análisis.

$$A_{s,req} : \underline{1.85} \text{ cm}^2$$

Flexión negativa alrededor del eje X:

La cuantía de refuerzo longitudinal, A_s , no debe ser menor que $A_{s,min}$. Los requisitos no necesitan ser aplicados si el A_s proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis (Artículos 10.5.2 y 10.5.3):

$$A_s \geq \frac{4}{3} A_{s,req}$$

$$4.43 \text{ cm}^2 \geq 2.39 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$A_{s,req}$: Área de refuerzo longitudinal a tracción requerida por análisis.

$$A_{s,req} : \underline{1.79} \text{ cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.097} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,y} : \underline{1.863} \text{ t}$$

$\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$\phi \cdot V_{n,y} : \underline{19.196} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '2.455 m', para la combinación de hipótesis "1.4·PP+1.4·CM+1.7·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n : \underline{22.584} \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m} \right) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c : \underline{9.332} \text{ t}$$

([MPa] f'_c)

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

$$V_c : \underline{14.844} \text{ t}$$

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f'_c : \underline{210.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sqrt{f'_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

$$\rho_w : \underline{0.004}$$

Siendo:

A_s: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

$$\mathbf{A_s} : \underline{3.98} \text{ cm}^2$$

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$\mathbf{b_w} : \underline{250} \text{ mm}$$

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$\mathbf{d} : \underline{443} \text{ mm}$$

$$\mathbf{M_m} = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

$$\mathbf{M_m} : \underline{0.498} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u: Momento amplificado en la sección.

$$\mathbf{M_u} : \underline{0.498} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_u: Carga axial amplificada normal a la sección transversal.

$$\mathbf{N_u} : \underline{0.000} \text{ t}$$

h: Altura de un elemento.

$$\mathbf{h} : \underline{500.00} \text{ mm}$$

A_g: Área total de la sección de hormigón.

$$\mathbf{A_g} : \underline{1250.00} \text{ cm}^2$$

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.5.7):

$$\mathbf{V_s} = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$

$$\mathbf{V_s} : \underline{13.252} \text{ t}$$

En ningún caso se debe considerar V_s mayor que (Artículo 11.5.7.9):

$$\mathbf{V_s} = 0.66 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$\mathbf{V_s} : \underline{34.125} \text{ t}$$

([MPa] f_c)

Donde:

A_v: Área de refuerzo para cortante dentro del espaciamiento s.

$$\mathbf{A_v} : \underline{1.43} \text{ cm}^2$$

f_{yt}: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

$$\mathbf{f_{yt}} : \underline{4200.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$\mathbf{d} : \underline{443} \text{ mm}$$

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$\mathbf{s} : \underline{200} \text{ mm}$$

f_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$\mathbf{f_c} : \underline{210.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 250 mm

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.5.5):

$$s \leq s_{max}$$

$$200 \text{ mm} \leq 225 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{max} : Valor mínimo de s_1, s_2 .

s_{max} : 225 mm

$$s_1 = d/2$$

s_1 : 225 mm

$$s_2 = 600 \text{ mm}$$

s_2 : 600 mm

Siendo:

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 443 mm

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo elemento de concreto armado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.5.6):

$$A_v \geq A_{v,min}$$

$$1.43 \text{ cm}^2 \geq 0.42 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$$A_{v,min} = 0.062 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

$A_{v,min}$: 0.34 cm²

([MPa] f'_c y f_{yt})

Pero no debe ser menor que:

$$A_{v,min} = (0.35 \cdot b_w \cdot s) / f_{yt}$$

$A_{v,min}$: 0.42 cm²

([MPa] f_{yt})

Siendo:

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f'_c : 210.00 kp/cm²

$$\sqrt{f'_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 250 mm

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$s : \underline{200} \text{ mm}$$

f_{yt}: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{4200.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.179} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{u,y}: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,y} : \underline{3.472} \text{ t}$$

φ·V_{n,y}: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$\phi \cdot V_{n,y} : \underline{19.364} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '2.455 m', para la combinación de hipótesis "1.25·PP+1.25·CM+1.25·Qa-SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n : \underline{22.781} \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m} \right) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c : \underline{9.529} \text{ t}$$

([MPa] f_c)

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

$$V_c : \underline{14.844} \text{ t}$$

([MPa] N_u/A_g y f_c)

Donde:

f_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f_c : \underline{210.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

$$\rho_w : \underline{0.005}$$

Siendo:

A_s : Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

$$A_s : \underline{5.97} \text{ cm}^2$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{250} \text{ mm}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{443} \text{ mm}$$

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

$$M_m : \underline{1.187} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u : Momento amplificado en la sección.

$$M_u : \underline{-1.187} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_u : Carga axial amplificada normal a la sección transversal.

$$N_u : \underline{0.000} \text{ t}$$

h : Altura de un elemento.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{1250.00} \text{ cm}^2$$

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.5.7):

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$

$$V_s : \underline{13.252} \text{ t}$$

En ningún caso se debe considerar V_s mayor que (Artículo 11.5.7.9):

$$V_s = 0.66 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_s : \underline{34.125} \text{ t}$$

([MPa] f_c)

Donde:

A_v : Área de refuerzo para cortante dentro del espaciamiento s .

$$A_v : \underline{1.43} \text{ cm}^2$$

f_{yt} : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{4200.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{443} \text{ mm}$$

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$s : \underline{200} \text{ mm}$$

f_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f_c : \underline{210.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{250} \text{ mm}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.5.5):

$$s \leq s_{max}$$

$$200 \text{ mm} \leq 225 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1, s_2 .

$$s_{max} : \underline{225} \text{ mm}$$

$$s_1 = d/2$$

$$s_1 : \underline{225} \text{ mm}$$

$$s_2 = 600 \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{600} \text{ mm}$$

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{443} \text{ mm}$$

Cuántía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo elemento de concreto armado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.5.6):

$$A_v \geq A_{v,min}$$

$$1.43 \text{ cm}^2 \geq 0.42 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$$A_{v,min} = 0.062 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

$$A_{v,min} : \underline{0.34} \text{ cm}^2$$

([MPa] f_c y f_{yt})

Pero no debe ser menor que:

$$A_{v,min} = (0.35 \cdot b_w \cdot s) / f_{yt}$$

$$A_{v,min} : \underline{0.42} \text{ cm}^2$$

([MPa] f_{yt})

Siendo:

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f'_c : \underline{210.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sqrt{f'_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{250} \text{ mm}$$

s : Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$s : \underline{200} \text{ mm}$$

f_{yt} : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{4200.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.921 m', para la combinación de hipótesis "Envoltorio de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.247} \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

$$P_u : \underline{0.000} \text{ t}$$

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_{u,x} : \underline{1.556} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : \underline{0.000} \text{ t}$$

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot M_{n,x} : \underline{6.295} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\phi \cdot M_{n,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

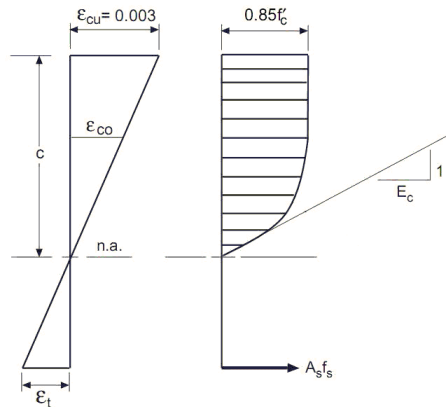
Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y carga axial debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria utilizable del concreto, ϵ_{cu} , en la fibra extrema sometida a compresión, se asumirá igual a 0.003.

- (d) El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias en el refuerzo mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considerará independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- (e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- (f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que permita una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos de laboratorio representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f'_c : 210.00 kp/cm²

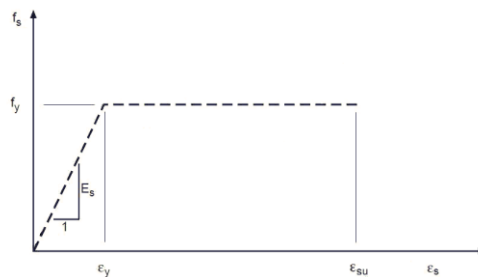
ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

ϵ_{cu} : 0.0030

ϵ_{c0} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

ϵ_{c0} : 0.0020

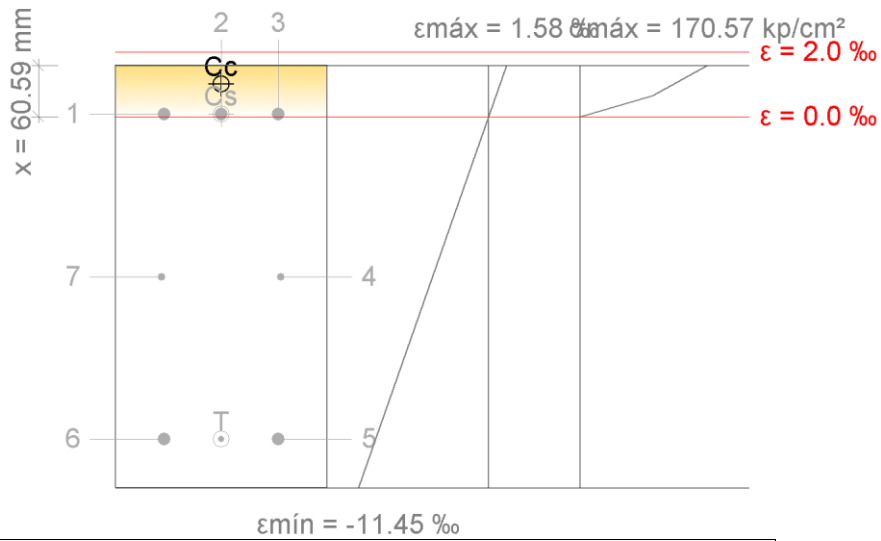
Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 4200.00 kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	ϵ
1	Ø5/8"	-67.54	192.54	+166.06	+0.000081
2	Ø5/8"	0.00	192.54	+166.06	+0.000081
3	Ø5/8"	67.54	192.54	+166.06	+0.000081
4	Ø3/8"	70.71	0.00	0.00	-0.004934
5	Ø5/8"	67.54	-192.54	-4200.00	-0.009950
6	Ø5/8"	-67.54	-192.54	-4200.00	-0.009950
7	Ø3/8"	-70.71	0.00	0.00	-0.004934

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	15.725	0.00	228.00
C _s	0.991	0.00	192.54
T	16.716	0.00	-192.54

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$P_n : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{n,x} : \underline{6.995} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{n,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{15.725} \text{ t}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{0.991} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{16.716} \text{ t}$$

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{228.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,y} : \underline{192.54} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-192.54} \text{ mm}$$

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0016}$$

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0100}$$

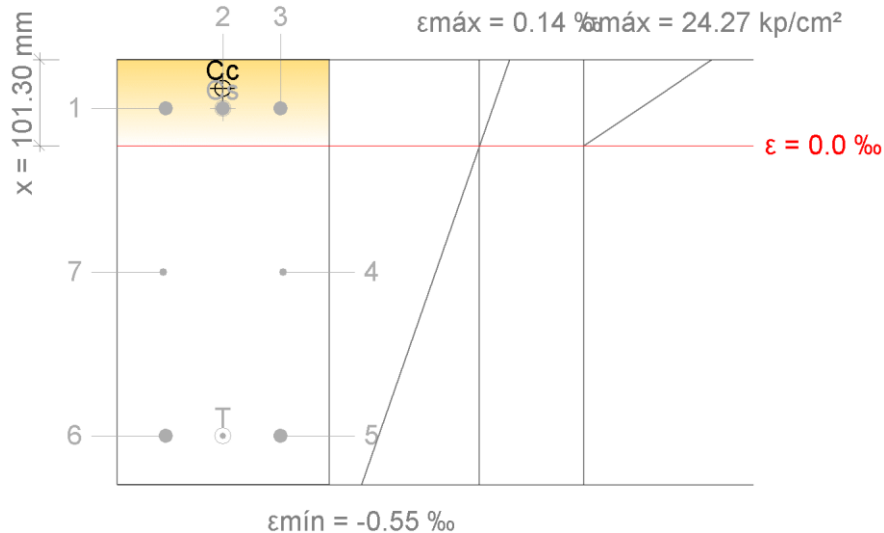
σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\sigma_{cmax} : \underline{170.57} \text{ kp/cm}^2$$

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$\sigma_{smax} : \underline{4200.00} \text{ kp/cm}^2$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	ϵ
1	Ø5/8"	-67.54	192.54	+124.33	+0.000061
2	Ø5/8"	0.00	192.54	+124.33	+0.000061
3	Ø5/8"	67.54	192.54	+124.33	+0.000061
4	Ø3/8"	70.71	0.00	0.00	-0.000207
5	Ø5/8"	67.54	-192.54	-967.89	-0.000475
6	Ø5/8"	-67.54	-192.54	-967.89	-0.000475
7	Ø3/8"	-70.71	0.00	0.00	-0.000207

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	3.110	0.00	216.03
Cs	0.742	0.00	192.54
T	3.852	0.00	-192.54

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$P_u : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{u,x} : \underline{1.556} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.	C_c : $\frac{3.110}{t}$
C_s : Resultante de compresiones en el acero.	C_s : $\frac{0.742}{t}$
T : Resultante de tracciones en el acero.	T : $\frac{3.852}{t}$
e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	e_{cc,x} : $\frac{0.00}{mm}$ e_{cc,y} : $\frac{216.03}{mm}$
e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	e_{cs,x} : $\frac{0.00}{mm}$ e_{cs,y} : $\frac{192.54}{mm}$
e_t : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	e_{t,x} : $\frac{0.00}{mm}$ e_{t,y} : $\frac{-192.54}{mm}$
ε_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} : $\frac{0.0001}{}$
ε_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} : $\frac{0.0005}{}$
σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} : $\frac{24.27}{kp/cm^2}$
σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} : $\frac{967.89}{kp/cm^2}$

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '1', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos máximos en situaciones sísmicas".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.596} \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (η₁)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo.

$$\underline{P_u : 0.000 t}$$

M_u: Momento de cálculo de primer orden.

$$\underline{M_{u,x} : 2.988 t \cdot m}$$

$$\underline{M_{u,y} : 0.000 t \cdot m}$$

φ·P_n, φ·M_n son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

φ·P_n: Axil de agotamiento.

$$\underline{\phi \cdot P_n : 0.000 t}$$

φ·M_n: Momentos de agotamiento.

$$\underline{\phi \cdot M_{n,x} : 5.010 t \cdot m}$$

$$\underline{\phi \cdot M_{n,y} : 0.000 t \cdot m}$$

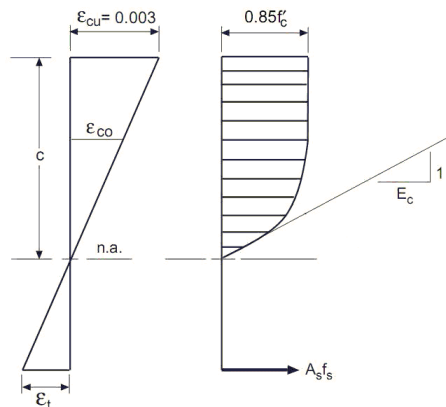
Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y carga axial debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

- (c) La máxima deformación unitaria utilizable del concreto, ϵ_{cu} , en la fibra extrema sometida a compresión, se asumirá igual a 0.003.
- (d) El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias en el refuerzo mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considerará independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- (e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- (f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que permita una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos de laboratorio representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f'_c : 210.00 kp/cm²

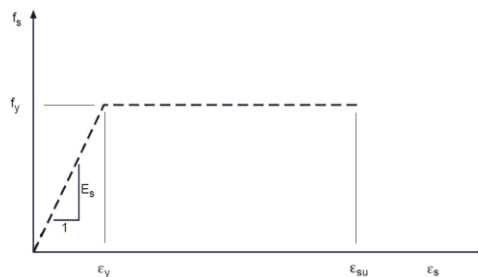
ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

ϵ_{cu} : 0.0030

ϵ_{c0} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

ϵ_{c0} : 0.0020

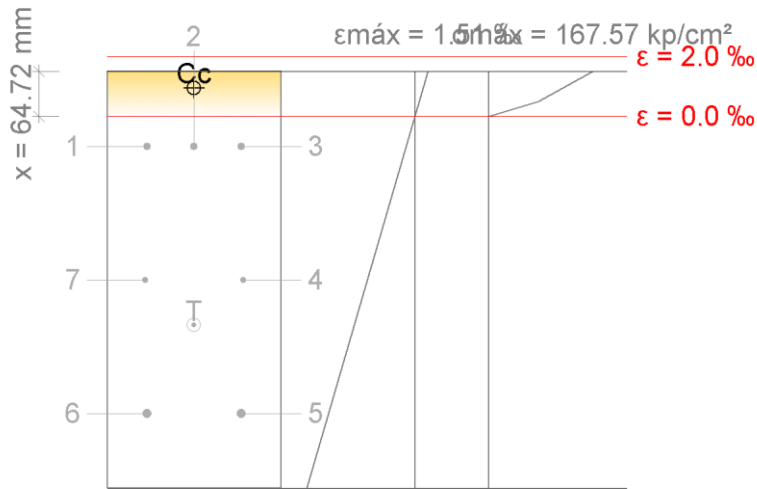
Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 4200.00 kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	ϵ
1	Ø5/8"	-67.54	192.54	-2027.01	-0.000994
2	Ø5/8"	0.00	192.54	-2027.01	-0.000994
3	Ø5/8"	67.54	192.54	-2027.01	-0.000994
4	Ø3/8"	70.71	0.00	0.00	-0.005472
5	Ø5/8"	67.54	-192.54	-4200.00	-0.009950
6	Ø5/8"	-67.54	-192.54	-4200.00	-0.009950
7	Ø3/8"	-70.71	0.00	0.00	-0.005472

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	16.283	0.00	276.62
Cs	0.000	0.00	0.00
T	16.283	0.00	-65.28

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$P_n : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{n,x} : \underline{5.567} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{n,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{16.283} \text{ t}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{0.000} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{16.283} \text{ t}$$

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{276.62} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs} : 0.00 \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : -65.28 \text{ mm}$$

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\epsilon_{cmax} : 0.0015$$

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$\epsilon_{smax} : 0.0100$$

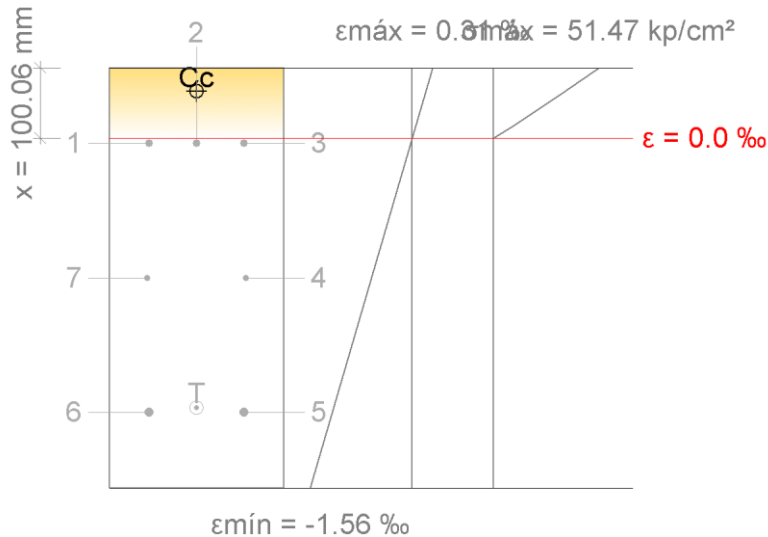
σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\sigma_{cmax} : 167.57 \text{ kp/cm}^2$$

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$\sigma_{smax} : 4200.00 \text{ kp/cm}^2$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	ϵ
1	Ø5/8"	-67.54	192.54	-47.21	-0.000023
2	Ø5/8"	0.00	192.54	-47.21	-0.000023
3	Ø5/8"	67.54	192.54	-47.21	-0.000023
4	Ø3/8"	70.71	0.00	0.00	-0.000625
5	Ø5/8"	67.54	-192.54	-2502.12	-0.001227
6	Ø5/8"	-67.54	-192.54	-2502.12	-0.001227
7	Ø3/8"	-70.71	0.00	0.00	-0.000625

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	6.620	0.00	266.19
Cs	0.000	0.00	0.00
T	6.620	0.00	-185.25

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$P_u : 0.000 \text{ t}$$

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{u,x} : 2.988 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{u,y} : 0.000 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.	C_c : 6.620 t
C_s : Resultante de compresiones en el acero.	C_s : 0.000 t
T : Resultante de tracciones en el acero.	T : 6.620 t
e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	e_{cc,x} : 0.00 mm
	e_{cc,y} : 266.19 mm
e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	e_{cs} : 0.00 mm
e_t : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	e_{t,x} : 0.00 mm
	e_{t,y} : -185.25 mm
ε_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} : 0.0003
ε_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} : 0.0012
σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} : 51.47 kp/cm ²
σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} : 2502.12 kp/cm ²

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.6)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.7)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.8)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.5)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Criterios de diseño por sismo (NTE E.060:2009, Artículo 21)

Alcance (21.5.1.2)

La luz libre del elemento l_n , no debe ser menor que cuatro veces su peralte.

$$l_n \geq 4 \cdot h$$

$$3683 \text{ mm} \geq 2000 \text{ mm} \checkmark$$

Donde:

l_n : luz libre del elemento.

$$l_n : \underline{3683} \text{ mm}$$

h : Peralte del elemento.

$$h : \underline{500} \text{ mm}$$

Alcance (21.5.1.3)

El ancho del elemento b_w , no debe ser menor de 0,25 veces el peralte ni de 250 mm.

$$b_w \geq \begin{cases} 0,25 \cdot h \\ 250 \text{ mm} \end{cases}$$

$$250 \text{ mm} \geq 250 \text{ mm} \checkmark$$

Donde:

h : Peralte del elemento.

$$h : \underline{500} \text{ mm}$$

Refuerzo longitudinal (21.5.2.1)

Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.

$$\rho \leq 0,025$$

$$0.00478 \leq 0.02500 \checkmark$$

Refuerzo transversal de confinamiento (21.5.3.3)

En las zonas de confinamiento, la distancia horizontal entre las ramas verticales del refuerzo transversal (estribos cerrados y/o grapas suplementarias) no deberá exceder de 300 mm.

$$h_x \leq 300 \text{ mm}$$

$$135 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Refuerzo transversal de confinamiento (21.5.3.2)

Los estribos serán como mínimo de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder de:

- (a) $d/4$,
- (b) Ocho veces el diámetro de las barras longitudinales más pequeñas,
- (c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento;
- (d) 300 mm.

$$s_0 \leq \max\left(\frac{d}{4}; 8 \cdot d_b; 24 \cdot d_{be}; 300 \text{ mm}\right)$$

$$100 \text{ mm} \leq 111 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : 442.5 \text{ mm}$$

d_b: Diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.

$$d_b : 15.92 \text{ mm}$$

d_{be}: Diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.

$$d_{be} : 9.53 \text{ mm}$$

Refuerzo longitudinal (21.5.2.2)

La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

$$\phi \cdot M_n^+ \geq \frac{1}{2} \cdot \phi \cdot M_n^- ; \phi \cdot M_n \geq \frac{1}{4} \cdot \phi \cdot M_{n,a}$$



Donde:

φ·M_n: Resistencia a momento.

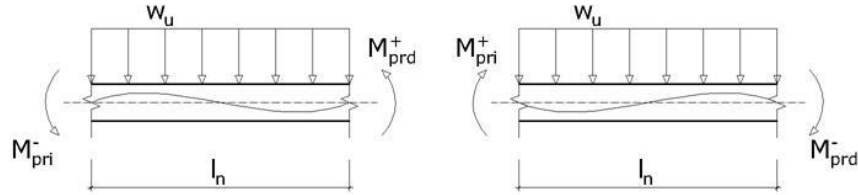
φ·M_{n,a}: Resistencia a momento proporcionada en la cara del nudo.

Resistencia a momento	φ·M _n (N·mm)	(1/4)·φ·M _{n,a} (N·mm)		
	x=....	x=0	x=Ln	
φ·M _n ⁺ (N·mm)	54093479	17154197	25274900	✓
φ·M _n ⁻ (N·mm)	68538354			✓
(1/2)·φ·M _n ⁻ (N·mm)	34269177			✓ *

(*): Pésimo

Requisitos de resistencia a cortante. Fuerzas de diseño. (NTE-E.060)

La fuerza cortante de diseño, V_u , de los elementos en flexión, deberá determinarse a partir de la suma de las fuerzas cortantes asociadas con el desarrollo de las resistencias probables en flexión, M_{pr} , en los extremos de la luz libre del elemento y la fuerza cortante isostática calculada para las cargas de gravedad tributarias amplificadas.



Se debe satisfacer:

$$\phi \cdot V_n \geq V_u$$

$$29.96 \text{ t} \geq 6.53 \text{ t} \checkmark$$

Donde:

Factor de reducción de resistencia

$$\phi : 0.85$$

V_n : Resistencia nominal a cortante.

$$V_n : \underline{35.25} \text{ t}$$

V_u : Fuerza cortante de diseño, obtenida como el máximo entre V_{u1}, V_{u2} .

$$V_u : \underline{6.53} \text{ t}$$

$$V_{u1} = \frac{w_u \cdot l_n}{2} + \frac{M_{pri}^- + M_{prd}^+}{l_n}$$

$$V_{u1} : \underline{6.07} \text{ t}$$

$$V_{u2} = \frac{w_u \cdot l_n}{2} + \frac{M_{pri}^+ + M_{prd}^-}{l_n}$$

$$V_{u2} : \underline{6.53} \text{ t}$$

Siendo:

w_u : Carga mayorada por unidad de longitud de viga.

$$w_u : \underline{1.12} \text{ t/m}$$

l_n : Luz libre medida entre caras de los apoyos.

$$l_n : \underline{3.68} \text{ m}$$

M_{pr} : Resistencia probable a la flexión del elemento.

$$M_{pr} = 1.25 \cdot M_n$$

Donde:

M_n : Resistencia nominal a la flexión del elemento.

$$M_{ni}^+ : \underline{6.13} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{ni}^- : \underline{7.76} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{nd}^+ : \underline{6.99} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{nd}^- : \underline{10.31} \text{ t}\cdot\text{m}$$

V-119: 1 - B150 (2.455 m - B150, Negativos)

Disposiciones relativas a las armaduras (NTE E.060:2009, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser menor de $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.1):

$$s_l \geq s_{l,min}$$

$$52 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \checkmark$$

Donde:

$s_{l,\min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$s_{l,\min}$: 25 mm

$s_1 = d_b$

s_1 : 16 mm

$s_2 = 25$ mm

s_2 : 25 mm

$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$

s_3 : 20 mm

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

d_b : 15.9 mm

d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

d_{ag} : 15 mm

Armadura mínima y máxima (NTE E.060:2009, Artículos 10.5.1, 10.5.2, 10.5.3 y 10.9.1)

Flexión positiva alrededor del eje X:

La cuantía de refuerzo longitudinal, A_s , no debe ser menor que $A_{s,\min}$. Los requisitos no necesitan ser aplicados si el A_s proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis (Artículos 10.5.2 y 10.5.3):

$$A_s \geq \frac{4}{3} A_{s,\text{req}}$$

$$3.98 \text{ cm}^2 \geq 1.80 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$A_{s,\text{req}}$: Área de refuerzo longitudinal a tracción requerida por análisis.

$$A_{s,\text{req}} : \underline{1.35} \text{ cm}^2$$

Flexión negativa alrededor del eje X:

La cuantía de refuerzo longitudinal, A_s , no debe ser menor que $A_{s,\min}$. Los requisitos no necesitan ser aplicados si el A_s proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis (Artículos 10.5.2 y 10.5.3):

$$A_s \geq \frac{4}{3} A_{s,\text{req}}$$

$$5.97 \text{ cm}^2 \geq 1.90 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$A_{s,\text{req}}$: Área de refuerzo longitudinal a tracción requerida por análisis.

$$A_{s,\text{req}} : \underline{1.43} \text{ cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.103} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,y} : \underline{3.135} \text{ t}$$

$\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$\phi \cdot V_{n,y} : \underline{30.320} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '3.235 m', para la combinación de hipótesis "1.4·PP+1.4·CM+1.7·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c + V_s \quad V_n : \underline{35.671} \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m} \right) \cdot b_w \cdot d \quad V_c : \underline{9.167} \text{ t}$$

([MPa] f_c)

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}} \quad V_c : \underline{14.844} \text{ t}$$

([MPa] N_u/A_g y f_c)

Donde:

f_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f_c : \underline{210.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

$$\rho_w : \underline{0.005}$$

Siendo:

A_s : Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

$$A_s : \underline{5.97} \text{ cm}^2$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{250} \text{ mm}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{443} \text{ mm}$$

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

$$M_m : \underline{1.469} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u : Momento amplificado en la sección.

$$M_u : \underline{-1.469} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_u: Carga axial amplificada normal a la sección transversal.

$$N_u : \underline{0.000} \text{ t}$$

h: Altura de un elemento.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

A_g: Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{1250.00} \text{ cm}^2$$

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.5.7):

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$

$$V_s : \underline{26.504} \text{ t}$$

En ningún caso se debe considerar V_s mayor que (Artículo 11.5.7.9):

$$V_s = 0.66 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_s : \underline{34.125} \text{ t}$$

([MPa] f_c)

Donde:

A_v: Área de refuerzo para cortante dentro del espaciamiento s.

$$A_v : \underline{1.43} \text{ cm}^2$$

f_{yt}: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{4200.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{443} \text{ mm}$$

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$s : \underline{100} \text{ mm}$$

f_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f_c : \underline{210.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{250} \text{ mm}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.5.5):

$$s \leq s_{max}$$

$$100 \text{ mm} \leq 225 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s₁, s₂.

$$s_{max} : \underline{225} \text{ mm}$$

$$s_1 = d/2$$

$$s_1 : \underline{225} \text{ mm}$$

$$s_2 = 600 \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{600} \text{ mm}$$

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : 443 mm

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo elemento de concreto armado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.5.6):

$$A_v \geq A_{v,min}$$

$$1.43 \text{ cm}^2 \geq 0.21 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$$A_{v,min} = 0.062 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

$$A_{v,min} : \underline{0.17} \text{ cm}^2$$

([MPa] f'_c y f_{yt})

Pero no debe ser menor que:

$$A_{v,min} = (0.35 \cdot b_w \cdot s) / f_{yt}$$

$$A_{v,min} : \underline{0.21} \text{ cm}^2$$

([MPa] f_{yt})

Siendo:

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f'_c : \underline{210.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sqrt{f'_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{250} \text{ mm}$$

s : Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$s : \underline{100} \text{ mm}$$

f_{yt} : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{4200.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.179} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,y} : \underline{3.472} \text{ t}$$

$\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$\phi \cdot V_{n,y} : \underline{19.364} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '2.455 m', para la combinación de hipótesis "1.25·PP+1.25·CM+1.25·Qa-SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c + V_s \quad V_n : \underline{22.781} \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m} \right) \cdot b_w \cdot d \quad V_c : \underline{9.529} \text{ t}$$

([MPa] f_c)

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}} \quad V_c : \underline{14.844} \text{ t}$$

([MPa] N_u/A_g y f_c)

Donde:

f_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f_c : \underline{210.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

$$\rho_w : \underline{0.005}$$

Siendo:

A_s : Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

$$A_s : \underline{5.97} \text{ cm}^2$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{250} \text{ mm}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{443} \text{ mm}$$

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

$$M_m : \underline{1.187} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u : Momento amplificado en la sección.

$$M_u : \underline{-1.187} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_u: Carga axial amplificada normal a la sección transversal.

$$N_u : \underline{0.000} \text{ t}$$

h: Altura de un elemento.

$$h : \underline{500.00} \text{ mm}$$

A_g: Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{1250.00} \text{ cm}^2$$

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.5.7):

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$

$$V_s : \underline{13.252} \text{ t}$$

En ningún caso se debe considerar V_s mayor que (Artículo 11.5.7.9):

$$V_s = 0.66 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_s : \underline{34.125} \text{ t}$$

([MPa] f_c)

Donde:

A_v: Área de refuerzo para cortante dentro del espaciamiento s.

$$A_v : \underline{1.43} \text{ cm}^2$$

f_{yt}: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{4200.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{443} \text{ mm}$$

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$s : \underline{200} \text{ mm}$$

f_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f_c : \underline{210.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{250} \text{ mm}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.5.5):

$$s \leq s_{max}$$

$$200 \text{ mm} \leq 225 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s₁, s₂.

$$s_{max} : \underline{225} \text{ mm}$$

$$s_1 = d/2$$

$$s_1 : \underline{225} \text{ mm}$$

$$s_2 = 600 \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{600} \text{ mm}$$

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{443} \text{ mm}$$

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo elemento de concreto armado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.5.6):

$$A_v \geq A_{v,min}$$

$$1.43 \text{ cm}^2 \geq 0.42 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$$A_{v,min} = 0.062 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

$$A_{v,min} : \underline{0.34} \text{ cm}^2$$

([MPa] f'_c y f_{yt})

Pero no debe ser menor que:

$$A_{v,min} = (0.35 \cdot b_w \cdot s) / f_{yt}$$

$$A_{v,min} : \underline{0.42} \text{ cm}^2$$

([MPa] f_{yt})

Siendo:

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f'_c : \underline{210.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sqrt{f'_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{250} \text{ mm}$$

s : Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$s : \underline{200} \text{ mm}$$

f_{yt} : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{4200.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '3.235 m', para la combinación de hipótesis "Envoltente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_i = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.325} \quad \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$$P_u : 0.000 \text{ t}$$

$$M_{u,x} : -3.018 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : 0.000 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : 0.000 \text{ t}$$

$$\phi \cdot M_{n,x} : -9.275 \text{ t}\cdot\text{m}$$

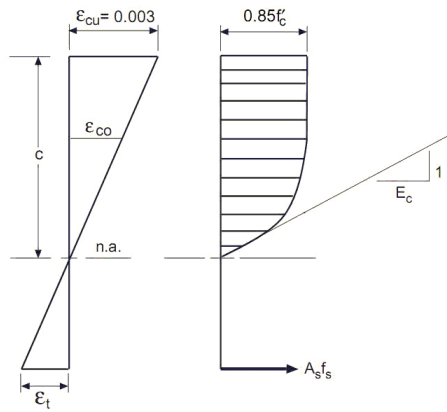
$$\phi \cdot M_{n,y} : 0.000 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- (a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y carga axial debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- (b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- (c) La máxima deformación unitaria utilizable del concreto, ϵ_{cu} , en la fibra extrema sometida a compresión, se asumirá igual a 0.003.
- (d) El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias en el refuerzo mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considerará independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- (e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- (f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que permita una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos de laboratorio representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$f'_c : \underline{210.00}$ kp/cm²

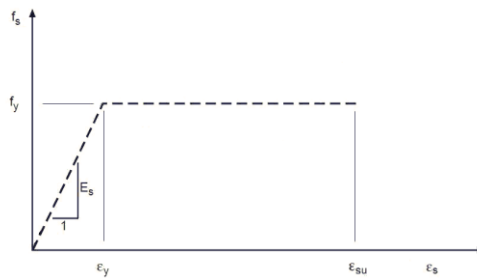
ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

$\epsilon_{cu} : \underline{0.0030}$

ϵ_{co} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

$\epsilon_{co} : \underline{0.0020}$

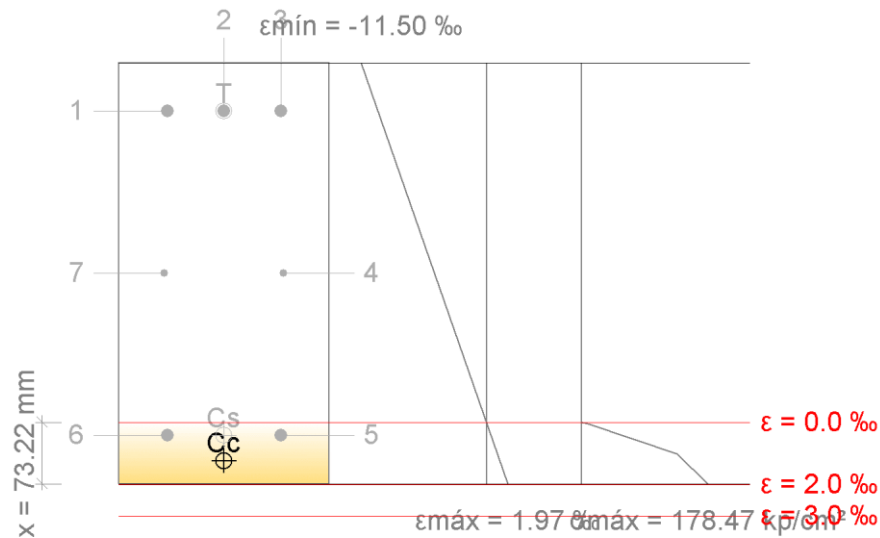
Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$f_y : \underline{4200.00}$ kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	ϵ
1	Ø5/8"	-67.54	192.54	-4200.00	-0.009950
2	Ø5/8"	0.00	192.54	-4200.00	-0.009950
3	Ø5/8"	67.54	192.54	-4200.00	-0.009950
4	Ø3/8"	70.71	0.00	0.00	-0.004763
5	Ø5/8"	67.54	-192.54	+865.36	+0.000424
6	Ø5/8"	-67.54	-192.54	+865.36	+0.000424
7	Ø3/8"	-70.71	0.00	0.00	-0.004763

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	21.630	0.00	-222.61
Cs	3.444	0.00	-192.54
T	25.074	0.00	192.54

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$P_n : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{n,x} : \underline{-10.306} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{n,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{21.630} \text{ t}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{3.444} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{25.074} \text{ t}$$

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-222.61} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,y} : -192.54 \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : 192.54 \text{ mm}$$

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\epsilon_{cmax} : 0.0020$$

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$\epsilon_{smax} : 0.0099$$

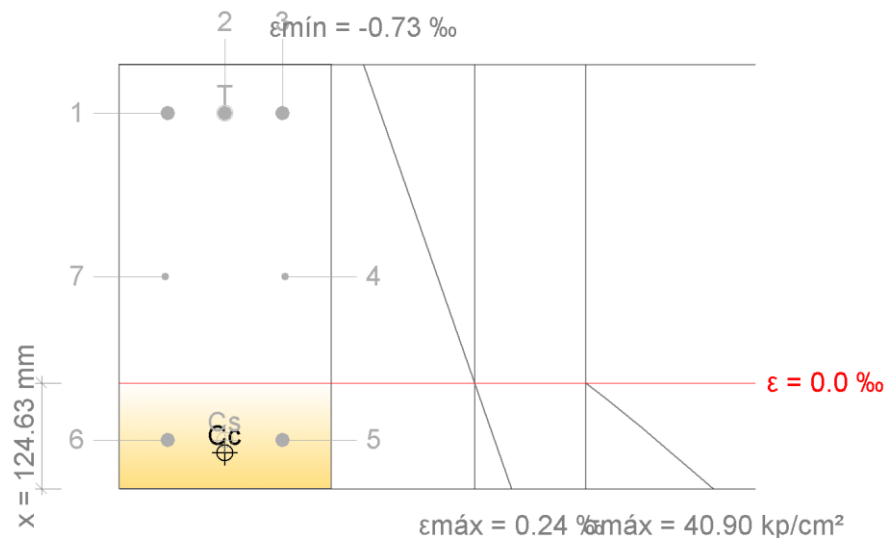
σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\sigma_{cmax} : 178.47 \text{ kp/cm}^2$$

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$\sigma_{smax} : 4200.00 \text{ kp/cm}^2$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	ϵ
1	Ø5/8"	-67.54	192.54	-1269.10	-0.000622
2	Ø5/8"	0.00	192.54	-1269.10	-0.000622
3	Ø5/8"	67.54	192.54	-1269.10	-0.000622
4	Ø3/8"	70.71	0.00	0.00	-0.000245
5	Ø5/8"	67.54	-192.54	+268.13	+0.000132
6	Ø5/8"	-67.54	-192.54	+268.13	+0.000132
7	Ø3/8"	-70.71	0.00	0.00	-0.000245

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	6.509	0.00	-208.02
Cs	1.067	0.00	-192.54
T	7.577	0.00	192.54

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$P_u : 0.000 \text{ t}$$

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{u,x} : -3.018 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.	C_c : $\underline{6.509}$ t
C_s : Resultante de compresiones en el acero.	C_s : $\underline{1.067}$ t
T : Resultante de tracciones en el acero.	T : $\underline{7.577}$ t
e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	e_{cc,x} : $\underline{0.00}$ mm
	e_{cc,y} : $\underline{-208.02}$ mm
e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	e_{cs,x} : $\underline{0.00}$ mm
	e_{cs,y} : $\underline{-192.54}$ mm
e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	e_{T,x} : $\underline{0.00}$ mm
	e_{T,y} : $\underline{192.54}$ mm
ε_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} : $\underline{0.0002}$
ε_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} : $\underline{0.0006}$
σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} : $\underline{40.90}$ kp/cm ²
σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} : $\underline{1269.10}$ kp/cm ²

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '3.235 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones sísmicas".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.705} \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (η₁)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo.

$$P_u : \underline{0.000} \text{ t}$$

M_u: Momento de cálculo de primer orden.

$$M_{u,x} : \underline{-6.537} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

φ·P_n, φ·M_n son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

φ·P_n: Axil de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : \underline{0.000} \text{ t}$$

φ·M_n: Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot M_{n,x} : \underline{-9.275} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\phi \cdot M_{n,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

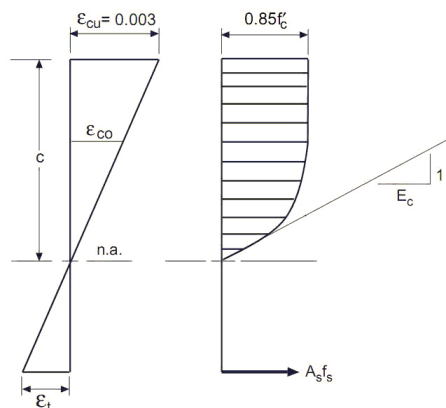
Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- (a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y carga axial debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

- (b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- (c) La máxima deformación unitaria utilizable del concreto, ϵ_{cu} , en la fibra extrema sometida a compresión, se asumirá igual a 0.003.
- (d) El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias en el refuerzo mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considerará independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- (e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- (f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que permita una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos de laboratorio representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f'_c : 210.00 kp/cm²

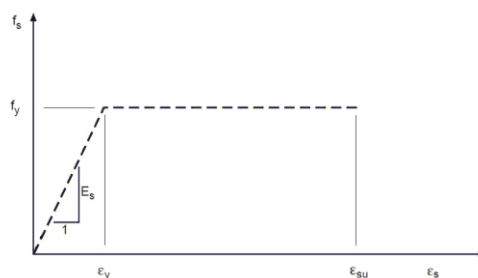
ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

ϵ_{cu} : 0.0030

ϵ_{c0} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

ϵ_{c0} : 0.0020

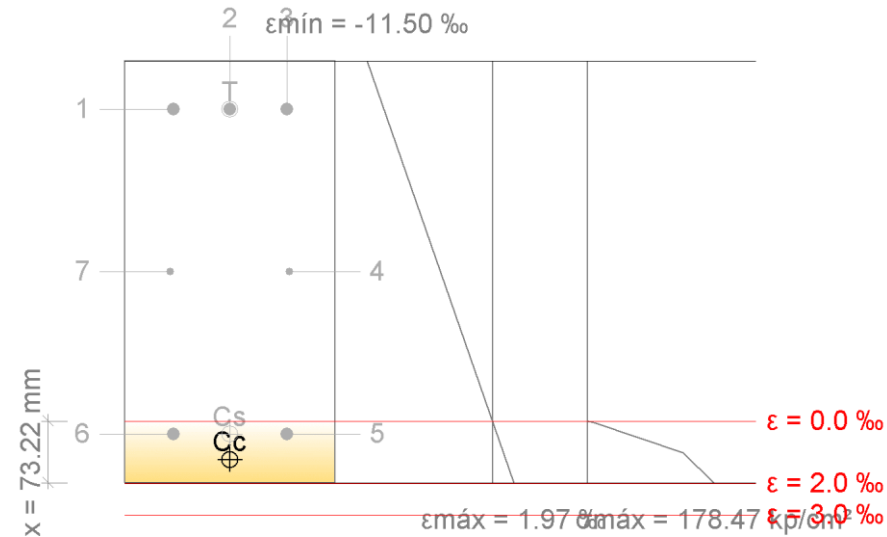
Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 4200.00 kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	ϵ
1	Ø5/8"	-67.54	192.54	-4200.00	-0.009950
2	Ø5/8"	0.00	192.54	-4200.00	-0.009950
3	Ø5/8"	67.54	192.54	-4200.00	-0.009950
4	Ø3/8"	70.71	0.00	0.00	-0.004763
5	Ø5/8"	67.54	-192.54	+865.36	+0.000424
6	Ø5/8"	-67.54	-192.54	+865.36	+0.000424
7	Ø3/8"	-70.71	0.00	0.00	-0.004763

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	21.630	0.00	-222.61
Cs	3.444	0.00	-192.54
T	25.074	0.00	192.54

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$P_n : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{n,x} : \underline{-10.306} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{n,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{21.630} \text{ t}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

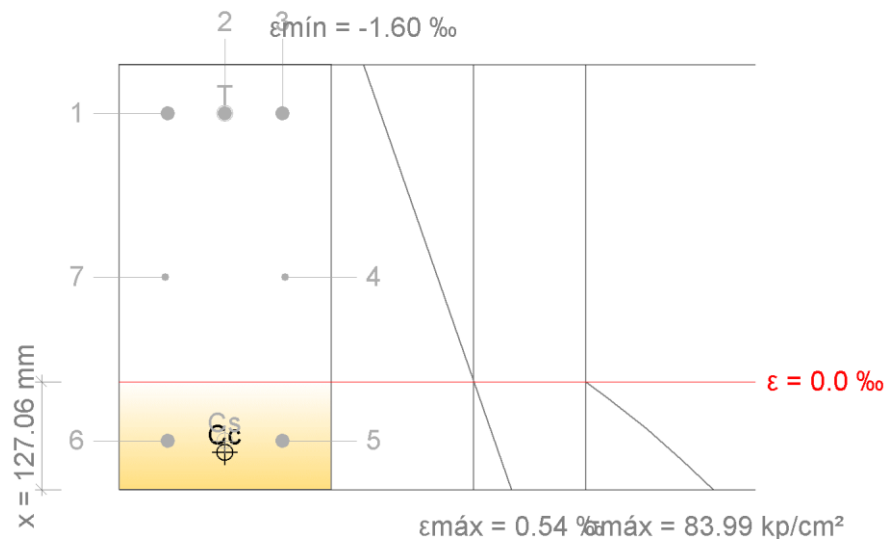
$$C_s : \underline{3.444} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{25.074} \text{ t}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$: <u>0.00</u> mm
	$e_{cc,y}$: <u>-222.61</u> mm
e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$: <u>0.00</u> mm
	$e_{cs,y}$: <u>-192.54</u> mm
e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$: <u>0.00</u> mm
	$e_{T,y}$: <u>192.54</u> mm
ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ϵ_{cmax} : <u>0.0020</u>
ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.	ϵ_{smax} : <u>0.0099</u>
σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} : <u>178.47</u> kp/cm ²
σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} : <u>4200.00</u> kp/cm ²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo p_u más desfavorables:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (kp/cm ²)	ε
1	Ø5/8"	-67.54	192.54	-2757.71	-0.001352
2	Ø5/8"	0.00	192.54	-2757.71	-0.001352
3	Ø5/8"	67.54	192.54	-2757.71	-0.001352
4	Ø3/8"	70.71	0.00	0.00	-0.000527
5	Ø5/8"	67.54	-192.54	+608.42	+0.000298
6	Ø5/8"	-67.54	-192.54	+608.42	+0.000298
7	Ø3/8"	-70.71	0.00	0.00	-0.000527

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	14.042	0.00	-206.59
Cs	2.422	0.00	-192.54
T	16.464	0.00	192.54

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$P_u : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{u,x} : \underline{-6.537} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.	C_c : $\underline{14.042}$ t
C_s : Resultante de compresiones en el acero.	C_s : $\underline{2.422}$ t
T : Resultante de tracciones en el acero.	T : $\underline{16.464}$ t
e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	e_{cc,x} : $\underline{0.00}$ mm
	e_{cc,y} : $\underline{-206.59}$ mm
e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	e_{cs,x} : $\underline{0.00}$ mm
	e_{cs,y} : $\underline{-192.54}$ mm
e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	e_{T,x} : $\underline{0.00}$ mm
	e_{T,y} : $\underline{192.54}$ mm
ε_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} : $\underline{0.0005}$
ε_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} : $\underline{0.0014}$
σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} : $\underline{83.99}$ kp/cm ²
σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} : $\underline{2757.71}$ kp/cm ²

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.6)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.7)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.8)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados. (NTE E.060:2009, Artículo 11.6.5)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Criterios de diseño por sismo (NTE E.060:2009, Artículo 21)

Alcance (21.5.1.2)

La luz libre del elemento l_n , no debe ser menor que cuatro veces su peralte.

$$3683 \text{ mm} \geq 2000 \text{ mm} \checkmark$$

Donde:

l_n : luz libre del elemento.

l_n : 3683 mm

h : Peralte del elemento.

h : 500 mm

Alcance (21.5.1.3)

El ancho del elemento b_w , no debe ser menor de 0,25 veces el peralte ni de 250 mm.

$$b_w \geq \begin{cases} 0,25 \cdot h \\ 250 \text{ mm} \end{cases}$$

$$250 \text{ mm} \geq 250 \text{ mm} \checkmark$$

Donde:

h : Peralte del elemento.

h : 500 mm

Refuerzo longitudinal (21.5.2.1)

Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior. La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.

$$\rho \leq 0,025$$

$$0.00478 \leq 0.02500 \checkmark$$

Refuerzo transversal de confinamiento (21.5.3.3)

En las zonas de confinamiento, la distancia horizontal entre las ramas verticales del refuerzo transversal (estribos cerrados y/o grapas suplementarias) no deberá exceder de 300 mm.

$$h_x \leq 300 \text{ mm}$$

$$135 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm} \checkmark$$

Refuerzo transversal de confinamiento (21.5.3.2)

Los estribos serán como mínimo de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder de:

- (a) $d/4$,
- (b) Ocho veces el diámetro de las barras longitudinales más pequeñas,
- (c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento;
- (d) 300 mm.

$$s_o \leq \max\left(\frac{d}{4}; 8 \cdot d_b; 24 \cdot d_{be}; 300 \text{ mm}\right)$$

$$100 \text{ mm} \leq 111 \text{ mm} \checkmark$$

Donde:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : 442.5 \text{ mm}$$

d_b: Diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.

$$d_b : 15.92 \text{ mm}$$

d_{be}: Diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.

$$d_{be} : 9.53 \text{ mm}$$

Refuerzo longitudinal (21.5.2.2)

La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

$$\phi \cdot M_n^+ \geq \frac{1}{2} \cdot \phi \cdot M_n^- ; \phi \cdot M_n \geq \frac{1}{4} \cdot \phi \cdot M_{n,a} \checkmark$$

Donde:

$\phi \cdot M_n$: Resistencia a momento.

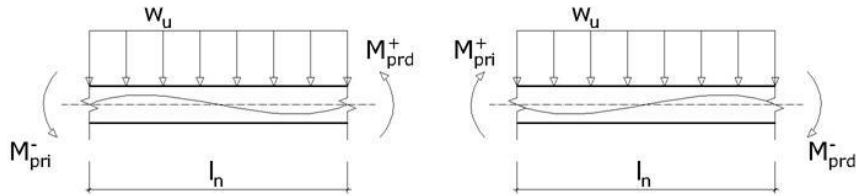
$\phi \cdot M_{n,a}$: Resistencia a momento proporcionada en la cara del nudo.

Resistencia a momento	$\phi \cdot M_n$ (N·mm)	$(1/4) \cdot \phi \cdot M_{n,a}$ (N·mm)		
	x=...	x=0	x=Ln	
$\phi \cdot M_n^+$ (N·mm)	61755108	17154197	25274900	✓
$\phi \cdot M_n^-$ (N·mm)	90989641			✓
$(1/2) \cdot \phi \cdot M_n^-$ (N·mm)	45494821			✓ *

(*): pésimo

Requisitos de resistencia a cortante. Fuerzas de diseño. (NTE-E.060)

La fuerza cortante de diseño, V_u , de los elementos en flexión, deberá determinarse a partir de la suma de las fuerzas cortantes asociadas con el desarrollo de las resistencias probables en flexión, M_{pr} , en los extremos de la luz libre del elemento y la fuerza cortante isostática calculada para las cargas de gravedad tributarias amplificadas.



Se debe satisfacer:

$$\phi \cdot V_n \geq V_u$$

$$29.90 \text{ t} \geq 6.53 \text{ t} \checkmark$$

Donde:

Factor de reducción de resistencia

$$\phi : 0.85$$

V_n : Resistencia nominal a cortante.

$$V_n : 35.18 \text{ t}$$

V_u : Fuerza cortante de diseño, obtenida como el máximo entre V_{u1} , V_{u2} .

$$V_u : 6.53 \text{ t}$$

$$V_{u1} = \frac{w_u \cdot l_n}{2} + \frac{M_{pri}^- + M_{prd}^+}{l_n}$$

$$V_{u1} : 6.07 \text{ t}$$

$$V_{u2} = \frac{w_u \cdot l_n}{2} + \frac{M_{pri}^+ + M_{prd}^-}{l_n}$$

$$V_{u2} : 6.53 \text{ t}$$

Siendo:

w_u : Carga mayorada por unidad de longitud de viga.

$$w_u : 1.12 \text{ t/m}$$

l_n : Luz libre medida entre caras de los apoyos.

$$l_n : 3.68 \text{ m}$$

M_{pr} : Resistencia probable a la flexión del elemento.

$$M_{pr} = 1.25 \cdot M_n$$

Donde:

M_n : Resistencia nominal a la flexión del elemento.

$$M_{ni}^+ : 6.13 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{ni}^- : 7.76 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{nd}^+ : 6.99 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{nd}^- : 10.31 \text{ t}\cdot\text{m}$$

4.- COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN

V-119: 1 - B150

Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara superior (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.3)

Se debe satisfacer:

$$Z \leq Z_{\max}$$

$$0.72 \text{ t/mm} \leq 2.65 \text{ t/mm} \quad \checkmark$$

El valor máximo del parámetro de control Z se produce en el nudo B150, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = -67.54 mm, Y = 192.54 mm.

Donde:

Z_{max}: Máximo valor admisible del parámetro de control Z_{max}.

$$Z_{\max} : \frac{2.65}{\text{t/mm}}$$

Z: Parámetro de control.

$$Z : \frac{0.72}{\text{t/mm}}$$

$$Z = f_s \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot A_{ct}}$$

Siendo:

f_s: [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s : \frac{851.99}{\text{kp/cm}^2}$$

d_c: [mm] Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo.

$$d_c : \frac{57.46}{\text{mm}}$$

A_{ct}: [mm²] Área efectiva del concreto en tracción que rodea a la barra de refuerzo.

$$A_{ct} : \frac{10465.00}{\text{mm}^2}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

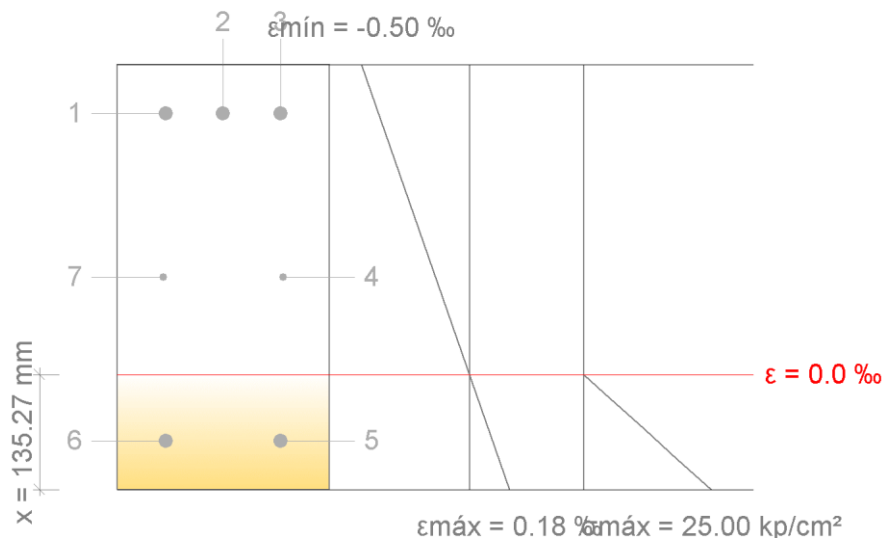
$$N_{ed} : \frac{0.000}{\text{t}}$$

M_{ed,x}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$$M_{ed,x} : \frac{0.000}{\text{t}\cdot\text{m}}$$

M_{ed,y}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$M_{ed,y} : \frac{-2.011}{\text{t}\cdot\text{m}}$$



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	ϵ
1	Ø5/8"	-67.54	192.54	-851.99	-0.000418
2	Ø5/8"	0.00	192.54	-851.99	-0.000418
3	Ø5/8"	67.54	192.54	-851.99	-0.000418
4	Ø3/8"	70.71	0.00	0.00	-0.000156
7	Ø3/8"	-70.71	0.00	0.00	-0.000156

Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara lateral derecha (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.3)

Se debe satisfacer:

$$Z \leq Z_{\max}$$

$$0.86 \text{ t/mm} \leq 2.65 \text{ t/mm} \quad \checkmark$$

El valor máximo del parámetro de control Z se produce en el nudo B150, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 67.54 mm, Y = 192.54 mm.

Donde:

Z_{\max} : Máximo valor admisible del parámetro de control Z_{\max} .

$$Z_{\max} : \frac{2.65}{\text{t/mm}}$$

Z: Parámetro de control.

$$Z : \frac{0.86}{\text{t/mm}}$$

$$Z = f_s \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot A_{ct}}$$

Siendo:

f_s : [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s : \frac{851.99}{\text{kp/cm}^2}$$

d_c : [mm] Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo.

$$d_c : \frac{57.46}{\text{mm}}$$

A_{ct} : [mm²] Área efectiva del concreto en tracción que rodea a la barra de refuerzo.

$$A_{ct} : \frac{17652.50}{\text{mm}^2}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed} : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

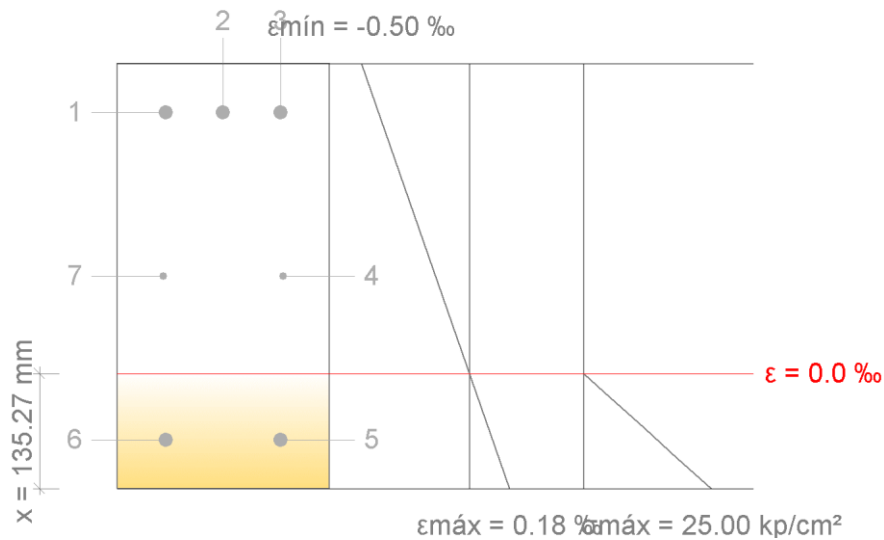
$$N_{ed} : \frac{0.000}{\text{t}}$$

$M_{ed,X}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$$M_{ed,X} : \frac{0.000}{\text{t}\cdot\text{m}}$$

$M_{ed,Y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$M_{ed,Y} : \frac{-2.011}{\text{t}\cdot\text{m}}$$



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	ϵ
1	Ø5/8"	-67.54	192.54	-851.99	-0.000418
2	Ø5/8"	0.00	192.54	-851.99	-0.000418
3	Ø5/8"	67.54	192.54	-851.99	-0.000418
4	Ø3/8"	70.71	0.00	0.00	-0.000156
7	Ø3/8"	-70.71	0.00	0.00	-0.000156

Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara inferior (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.3)

Se debe satisfacer:

$$Z \leq Z_{\max}$$

$$0.63 \text{ t/mm} \leq 2.65 \text{ t/mm} \quad \checkmark$$

El valor máximo del parámetro de control Z se produce en un punto situado a una distancia de 1.228 m del nudo 1, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 67.54 mm, Y = -192.54 mm.

Donde:

Z_{\max} : Máximo valor admisible del parámetro de control Z_{\max} .

$$Z_{\max} : \underline{2.65} \text{ t/mm}$$

Z: Parámetro de control.

$$Z : \underline{0.63} \text{ t/mm}$$

$$Z = f_s \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot A_{ct}}$$

Siendo:

f_s : [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s : \underline{668.00} \text{ kp/cm}^2$$

d_c : [mm] Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo.

$$d_c : \underline{57.46} \text{ mm}$$

A_{ct} : [mm²] Área efectiva del concreto en tracción que rodea a la barra de refuerzo.

$$A_{ct} : \underline{14375.00} \text{ mm}^2$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed} : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

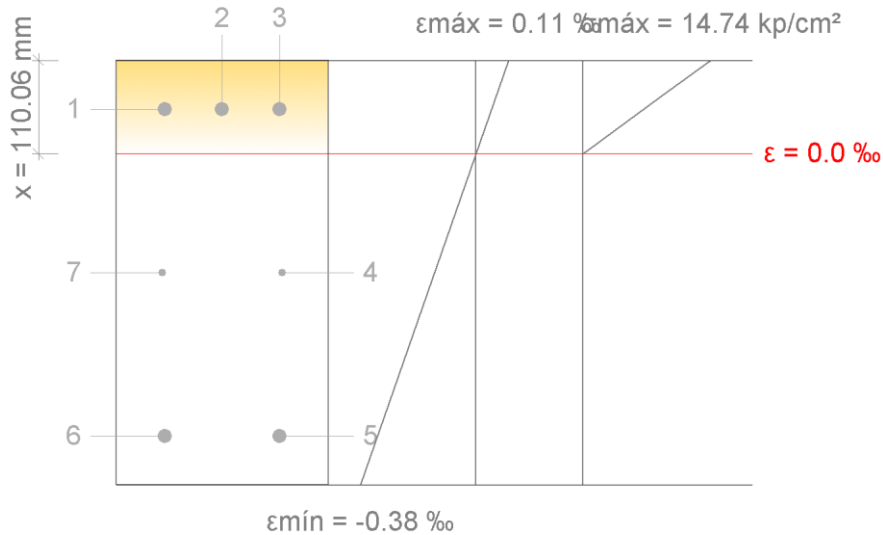
$N_{ed} : \underline{0.000} \text{ t}$

$M_{ed,x}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$M_{ed,x} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$

$M_{ed,y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$M_{ed,y} : \underline{1.066} \text{ t}\cdot\text{m}$



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	ϵ
4	Ø3/8"	70.71	0.00	0.00	-0.000138
5	Ø5/8"	67.54	-192.54	-668.00	-0.000328
6	Ø5/8"	-67.54	-192.54	-668.00	-0.000328
7	Ø3/8"	-70.71	0.00	0.00	-0.000138

Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara lateral izquierda (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.3)

Se debe satisfacer:

$Z \leq Z_{max}$

$0.86 \text{ t/mm} \leq 2.65 \text{ t/mm} \checkmark$

El valor máximo del parámetro de control Z se produce en el nudo B150, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = -67.54 mm, Y = 192.54 mm.

Donde:

Z_{max} : Máximo valor admisible del parámetro de control Z_{max} .

$Z_{max} : \underline{2.65} \text{ t/mm}$

Z: Parámetro de control.

$Z : \underline{0.86} \text{ t/mm}$

$Z = f_s \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot A_{ct}}$

Siendo:

f_s : [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$f_s : \underline{851.99} \text{ kp/cm}^2$

d_c : [mm] Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo.

$$d_c : \underline{57.46} \text{ mm}$$

A_{ct} : [mm²] Área efectiva del concreto en tracción que rodea a la barra de refuerzo.

$$A_{ct} : \underline{17652.50} \text{ mm}^2$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed} : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

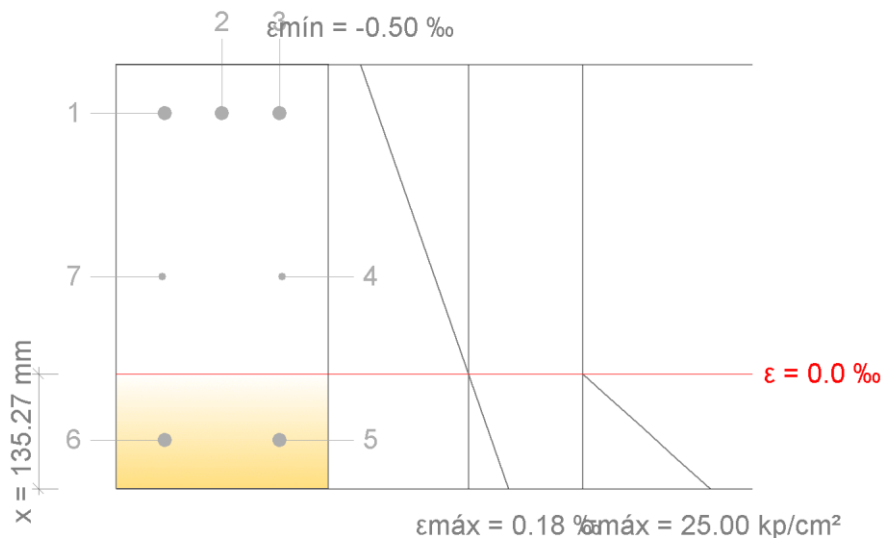
$$N_{ed} : \underline{0.000} \text{ t}$$

$M_{ed,x}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$$M_{ed,x} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$M_{ed,y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$M_{ed,y} : \underline{-2.011} \text{ t}\cdot\text{m}$$



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	ϵ
1	Ø5/8"	-67.54	192.54	-851.99	-0.000418
2	Ø5/8"	0.00	192.54	-851.99	-0.000418
3	Ø5/8"	67.54	192.54	-851.99	-0.000418
4	Ø3/8"	70.71	0.00	0.00	-0.000156
7	Ø3/8"	-70.71	0.00	0.00	-0.000156

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.6)

Se debe satisfacer:

$$s \leq s_{max}$$

$$67.54 \text{ mm} \leq 300.00 \text{ mm} \checkmark$$

La separación entre barras más restrictiva se produce en un punto situado a una distancia de 2.762 m del nudo 1, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 67.54 mm, Y = 192.54 mm.

Donde:

s: Espaciamiento del refuerzo.

s : 67.54 mm

s_{max}: Espaciamiento máximo permitido del refuerzo, calculado como el menor de los siguientes valores:

s_{max} : 300.00 mm

$$s_1 = 380 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right) - 2.5 \cdot c_c$$

s₁ : 38414.72 mm

$$s_2 = 300 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right)$$

s₂ : 30425.11 mm

$$s_3 = 300\text{mm}$$

s₃ : 300.00 mm

Siendo:

f_s: [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

f_s : 25.13 kp/cm²

C_c: Distancia entre la superficie del refuerzo y la cara en tracción.

C_c : 49.50 mm

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

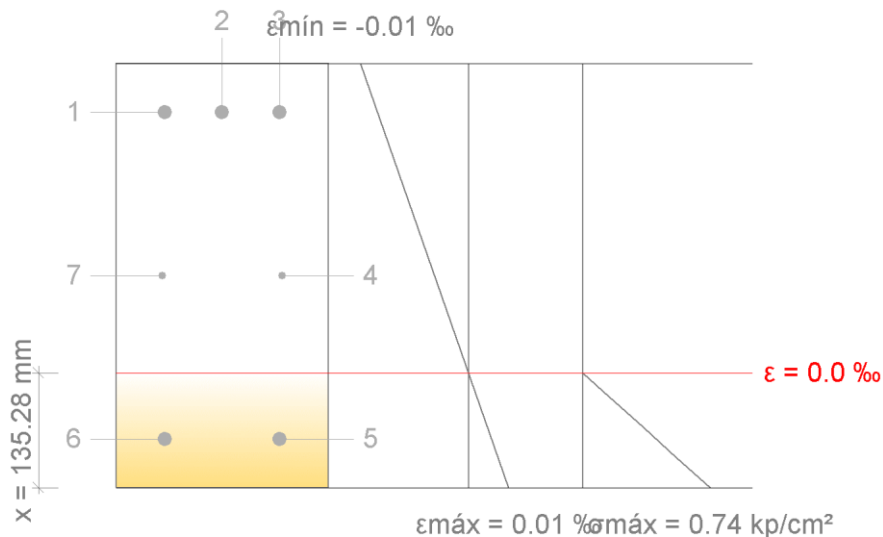
N_{ed} : 0.000 t

M_{ed,x}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

M_{ed,x} : 0.000 t·m

M_{ed,y}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

M_{ed,y} : -0.059 t·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (kp/cm ²)	ε
1	Ø5/8"	-67.54	192.54	-25.13	-0.000012
2	Ø5/8"	0.00	192.54	-25.13	-0.000012
3	Ø5/8"	67.54	192.54	-25.13	-0.000012
4	Ø3/8"	70.71	0.00	0.00	-0.000005

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	ϵ
7	Ø3/8"	-70.71	0.00	0.00	-0.000005

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral derecha (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.6)

Se debe satisfacer:

$$s \leq s_{\max}$$

$$192.54 \text{ mm} \leq 300.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

La separación entre barras más restrictiva se produce para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 67.54 mm, Y = -192.54 mm.

Donde:

s: Espaciamiento del refuerzo.

$$s : \underline{192.54} \text{ mm}$$

s_{max}: Espaciamiento máximo permitido del refuerzo, calculado como el menor de los siguientes valores:

$$s_{\max} : \underline{300.00} \text{ mm}$$

$$s_1 = 380 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right) - 2.5 \cdot c_c$$

$$s_1 : \underline{26177.79} \text{ mm}$$

$$s_2 = 300 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right)$$

$$s_2 : \underline{20764.38} \text{ mm}$$

$$s_3 = 300 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{300.00} \text{ mm}$$

Siendo:

f_s: [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s : \underline{36.82} \text{ kp/cm}^2$$

C_c: Distancia entre la superficie del refuerzo y la cara en tracción.

$$C_c : \underline{49.50} \text{ mm}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

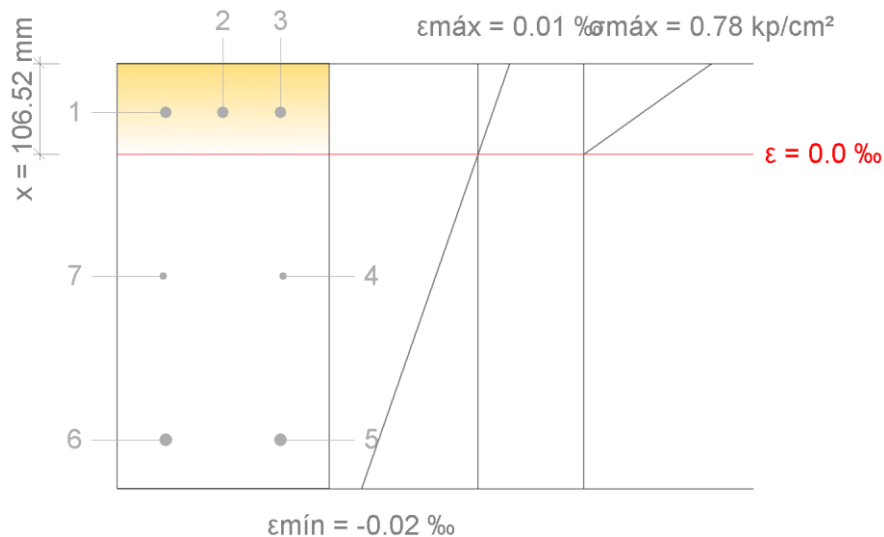
$$N_{ed} : \underline{0.000} \text{ t}$$

M_{ed,x}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$$M_{ed,x} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{ed,y}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$M_{ed,y} : \underline{0.051} \text{ t}\cdot\text{m}$$



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	ϵ
4	Ø3/8"	70.71	0.00	0.00	-0.000008
5	Ø5/8"	67.54	-192.54	-36.82	-0.000018
6	Ø5/8"	-67.54	-192.54	-36.82	-0.000018
7	Ø3/8"	-70.71	0.00	0.00	-0.000008

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.6)

Se debe satisfacer:

$$s \leq s_{\max}$$

$$135.08 \text{ mm} \leq 300.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

La separación entre barras más restrictiva se produce en el nudo 1, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 67.54 mm, Y = -192.54 mm.

Donde:

s: Espaciamiento del refuerzo.

$$s : \underline{135.08} \text{ mm}$$

s_{max}: Espaciamiento máximo permitido del refuerzo, calculado como el menor de los siguientes valores:

$$s_{\max} : \underline{300.00} \text{ mm}$$

$$s_1 = 380 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right) - 2.5 \cdot c_c$$

$$s_1 : \underline{26177.79} \text{ mm}$$

$$s_2 = 300 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right)$$

$$s_2 : \underline{20764.38} \text{ mm}$$

$$s_3 = 300 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{300.00} \text{ mm}$$

Siendo:

f_s: [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s : \underline{36.82} \text{ kp/cm}^2$$

C_c : Distancia entre la superficie del refuerzo y la cara en tracción.

C_c : 49.50 mm

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed} : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

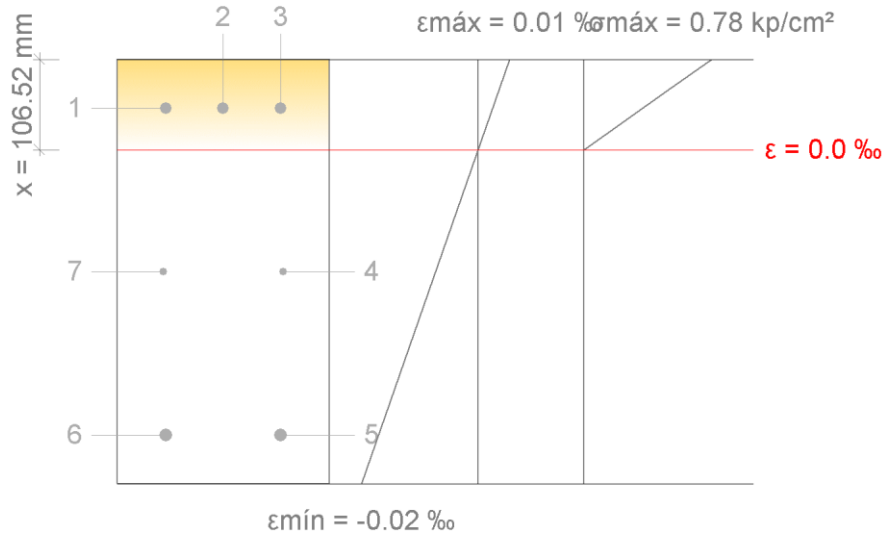
N_{ed} : 0.000 t

$M_{ed,x}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$M_{ed,x}$: 0.000 t·m

$M_{ed,y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$M_{ed,y}$: 0.051 t·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	ϵ
4	Ø3/8"	70.71	0.00	0.00	-0.000008
5	Ø5/8"	67.54	-192.54	-36.82	-0.000018
6	Ø5/8"	-67.54	-192.54	-36.82	-0.000018
7	Ø3/8"	-70.71	0.00	0.00	-0.000008

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda (NTE E.060:2009, Artículo 9.9.6)

Se debe satisfacer:

$s \leq s_{max}$

192.54 mm ≤ 300.00 mm ✓

La separación entre barras más restrictiva se produce para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = -67.54 mm, Y = -192.54 mm.

Donde:

s : Espaciamiento del refuerzo.

s : 192.54 mm

s_{max} : Espaciamiento máximo permitido del refuerzo, calculado como el menor de los siguientes valores:

s_{max} : 300.00 mm

$$s_1 = 380 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right) - 2.5 \cdot c_c$$

$$s_1 : \underline{26177.79} \text{ mm}$$

$$s_2 = 300 \cdot \left(\frac{250}{f_s}\right)$$

$$s_2 : \underline{20764.38} \text{ mm}$$

$$s_3 = 300 \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{300.00} \text{ mm}$$

Siendo:

f_s : [MPa] Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio.

$$f_s : \underline{36.82} \text{ kp/cm}^2$$

c_c : Distancia entre la superficie del refuerzo y la cara en tracción.

$$c_c : \underline{49.50} \text{ mm}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed} : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

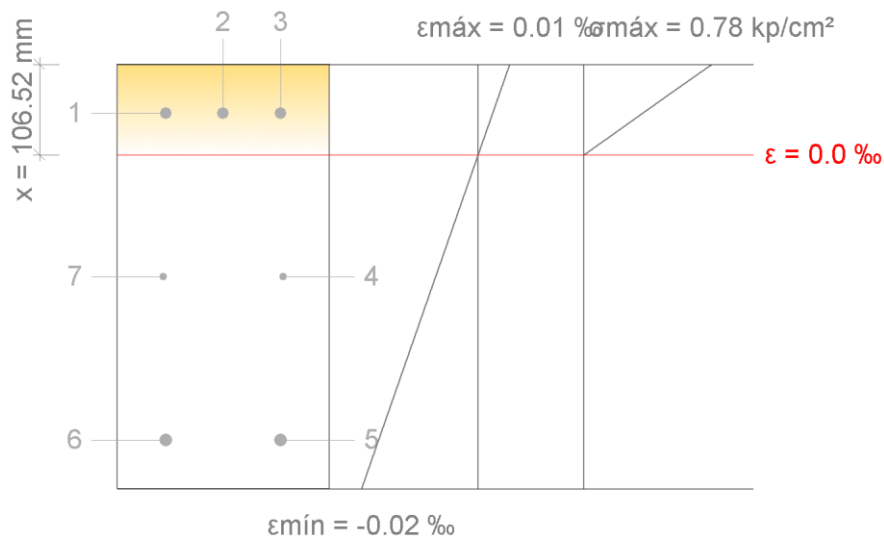
$$N_{ed} : \underline{0.000} \text{ t}$$

$M_{ed,x}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$$M_{ed,x} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$M_{ed,y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$M_{ed,y} : \underline{0.051} \text{ t}\cdot\text{m}$$



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	ϵ
4	Ø3/8"	70.71	0.00	0.00	-0.000008
5	Ø5/8"	67.54	-192.54	-36.82	-0.000018
6	Ø5/8"	-67.54	-192.54	-36.82	-0.000018
7	Ø3/8"	-70.71	0.00	0.00	-0.000008

5.- COMPROBACIONES DE FLECHA

Flecha activa a partir del instante "3 meses", para la combinación de acciones "Característica"

La flecha máxima se produce en la sección "1.53 m" para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso+T.E
1

$$f_{A,max} \leq f_{A,lim}$$

$$0.14 \text{ mm} \leq 6.77 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$f_{A,lim}$: límite establecido para la flecha activa

$$f_{A,lim} : \underline{6.77} \text{ mm}$$

$$f_{A,lim} = L/480$$

L: longitud de referencia

$$L : \underline{3.25} \text{ m}$$

$f_{A,max}$: flecha activa máxima producida a partir del instante "3 meses"

$$f_{A,max} : \underline{0.14} \text{ mm}$$

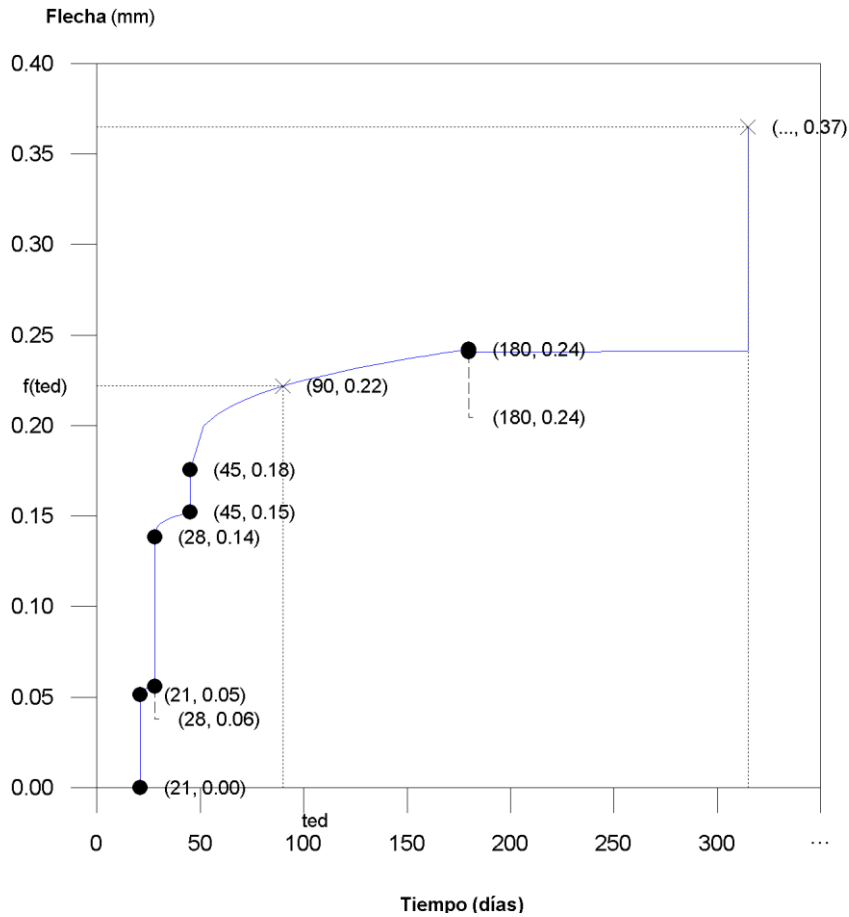
Flecha producida a partir del instante "3 meses", calculada como la diferencia entre la flecha total máxima y la flecha producida hasta dicho instante ($f(t_{ed})$)

$$f_{A,max} = f_{T,max}(t_{ed}, \infty) - f(t_{ed})$$

$f_{T,max}(t_{ed}, \infty)$: flecha total máxima producida a partir del instante "3 meses"

$$f_{T,max}(t_{ed}, \infty) : \underline{0.37} \text{ mm}$$

Flecha total a plazo infinito



Escalón de carga	t_i (días)	t_f (días)	$f_0(t_i)$ (mm)	$\Delta f_i(t_i)$ (mm)	$f(t_i)$ (mm)	$f_{dif}(t_0, t_f)$ (mm)	$f_{tot}(t_f)$ (mm)	$f_{tot,max}(t_f)$ (mm)
1-2	21	28	0.00	0.05	0.05	0.00	0.06	0.06
2-3	28	45	0.06	0.08	0.14	0.01	0.15	0.15
3-4	45	180	0.15	0.02	0.18	0.07	0.24	0.24
4-∞	180	∞	0.24	0.00	0.24	0.12	0.37	0.37

Donde:

- t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'
- t_f : instante final de cada intervalo de carga considerado
- $f_0(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, antes de aplicar la carga de t_i
- $\Delta f_i(t_i)$: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i
- $f(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, después de aplicar la carga de t_i
- $f_{dif}(t_0, t_f)$: flecha total diferida producida en el intervalo (t_i, t_f)
- $f_{tot}(t_f)$: flecha total producida hasta el instante t_f
- $f_{tot,max}(t_f)$: flecha total máxima producida hasta el instante t_f

Flecha instantánea

Escalón de carga	t_i	$q(t_i)$	Combinación de acciones	E_c (kp/cm ²)	I_e (cm ⁴)	f_i (mm)	Δf_i (mm)	$f_{i,max}$ (mm)
1	21 días	Peso propio	Peso propio	215373.49	260416.67	0.05	0.05	0.05
2	28 días	Cargas muertas - Tabiquería	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería	220477.83	260416.67	0.13	0.08	0.13
3	45 días	Cargas muertas - Pavimento	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento	226725.94	260416.67	0.16	0.02	0.16
4	6 meses	Sobrecarga de uso, T.E 1	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso+T.E 1	235231.10	260416.67	0.16	0.00	0.16

Donde:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$q(t_i)$: carga aplicada en el instante inicial 't_i'

f_i : flecha instantánea total debida al conjunto de cargas que actúan en el instante t_i

Δf_i : incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i , calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1} .

$f_{i,max}$: valor máximo de la flecha instantánea producida hasta el instante t_i

E_c : módulo de deformación del hormigón

$$E_c(t_i) = E_c \cdot \sqrt{\left(\frac{t_i}{4 + 0.85 \cdot t_i}\right)}$$

E_c : módulo de deformación secante a los 28 días

I_e : momento de inercia equivalente de la viga para cada escalón de carga

Se obtiene como la mínima inercia de las calculadas para todas las posibles combinaciones características de las cargas aplicadas en dicho escalón. Se toma siempre el valor más desfavorable calculado hasta ese instante.

Escalón	t_i	$Q(t_i)$	$I_{e,v,i}$ (cm ⁴)	$I_{e,i}$ (cm ⁴)
1	21 días	Peso propio	260416.67	260416.67
2	28 días	Peso propio, Cargas muertas - Tabiquería	260416.67	260416.67
3	45 días	Peso propio, Cargas muertas - Tabiquería, Cargas muertas - Pavimento	260416.67	260416.67
4	6 meses	Peso propio, Cargas muertas - Tabiquería, Cargas muertas - Pavimento, Sobrecarga de uso, T.E 1	260416.67	260416.67

Siendo:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$Q(t_i)$: cargas que actúan a partir del instante t_i

I_{e,i}: inercia equivalente de la viga considerada para el escalón de carga "i". Es el valor pésimo de todos los calculados hasta dichos instantes.

$$I_{e,i} = \min_{j=1}^{j=i} (I_{e,v_j})$$

I_{e,v,i}: inercia equivalente de la viga calculada para el escalón de carga "i"

Se muestra, a continuación, el desarrollo del valor pésimo de I_{e,v,r} que se produce para el escalón de carga "3"

I_{e,v}: momento de inercia equivalente de la viga para la combinación "Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento"

I_{e,v} : 260416.67 cm⁴

Se calcula asimilando la viga a uno de los casos tipo definidos por la norma en función de la ley de momentos resultante. Cuando no es posible la equiparación con un único caso tipo, se interpola linealmente entre los mismos, de forma que la inercia equivalente se puede expresar como combinación de las inercias definidas para dichos casos:

$$I_{e,v} = \alpha_A \cdot I_{e, \text{caso A}} + \alpha_B \cdot I_{e, \text{caso B}} + \alpha_{C1} \cdot I_{e, \text{caso C1}} + \alpha_{C2} \cdot I_{e, \text{caso C2}} + \alpha_{D1} \cdot I_{e, \text{caso D1}} + \alpha_{D2} \cdot I_{e, \text{caso D2}}$$

Donde:

caso A	caso B	caso C1, C2	caso D1, D2
Elementos simplemente apoyados	Vanos internos de elementos continuos	Vanos externos con continuidad sólo en uno de los apoyos	Elementos en voladizo
$I_e = I_{ec}$	$I_e = 0.50I_{ec} + 0.25(I_{ee1} + I_{ee2})$	$I_e = 0.85I_{ec} + 0.15I_{ee}$	$I_e = I_{ee}$

α_i : coeficiente de combinación para el caso 'i'

α_A	α_B	α_{C1}	α_{C2}	α_{D1}	α_{D2}
0.7	0	0	0	0.0014	0.3

I_{ec}: momento de inercia equivalente de la sección de centro de vano

I_{ec} : 260416.67 cm⁴

I_{ee1}: momento de inercia equivalente de la sección de extremo (1)

I_{ee1} : 260416.67 cm⁴

I_{ee2}: momento de inercia equivalente de la sección de extremo (2)

I_{ee2} : 260416.67 cm⁴

Se calcula mediante la fórmula de Branson:

$$I_{ei} = \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3 I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3\right] I_f \leq I_b$$

Sección	I_b (cm ⁴)	I_f (cm ⁴)	M_f (t·m)	M_a (t·m)	I_{ei} (cm ⁴)
Extremo (1)	260416.67	45180.52	3.31	0.01	260416.67
Centro de vano	260416.67	51117.77	3.39	0.75	260416.67
Extremo (2)	260416.67	71445.53	-3.47	-2.25	260416.67

Siendo:

I_b : momento de inercia de la sección bruta

I_f : momento de inercia de la sección fisurada

M_f : momento de fisuración de la sección

M_a : momento flector aplicado en la sección

Flecha diferida

Se obtiene como la suma de las flechas diferidas producidas para cada escalón de carga. ($f_{dif}(t_i, t_f)$)

$$f_{dif,tot} = \sum f_{dif}(t_i, t_f)$$

$f_{dif}(t_i, t_f)$: flecha diferida por escalón de carga. Se calcula como la suma de las flechas diferidas producidas por cada carga aplicada durante el intervalo de tiempo del escalón de carga:

$$f_{dif}(t_i, t_f) = \sum (\Delta f_i \cdot \lambda(t_i, t_f))$$

Intervalo de carga	t_i	t_f	Combinación de acciones	Δf_i (mm)	$\sum \Delta f_i$ (mm)	$\xi(t_i)$	$\xi(t_f)$	$\lambda(t_i, t_f)$	$f_{dif}(t_i, t_f)$ (mm)
1-2	21 días	28 días	Peso propio	0.05	0.05	0.58	0.67	0.09	0.00
2-3	28 días	45 días	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería	0.08	0.13	0.67	0.77	0.10	0.01
3-4	45 días	6 meses	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento	0.02	0.16	0.77	1.20	0.43	0.07
4-∞	6 meses	∞	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso+T.E 1	0.00	0.16	1.20	2.00	0.80	0.12

Donde:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f : instante final de cada intervalo de carga considerado

Δf_i : incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i , calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1} .

$\xi(t_i)$: coeficiente de duración de carga para el instante inicial del intervalo de carga

$\xi(t_f)$: coeficiente de duración de carga para el instante final del intervalo de carga

$\lambda(t_i, t_f)$: factor de cálculo de la flecha diferida para el intervalo de carga (t_i, t_f)

$$\lambda = \xi(t_i, t_f) = \xi(t_f) - \xi(t_i)$$

f(t_{ed}): flecha total producida hasta el instante "3 meses"

f(t_{ed}) : 0.22 mm

La flecha total producida hasta el instante "t_{ed}" asociado al momento de ejecución del elemento dañable (3 meses) se obtiene a partir de la historia total de cargas desarrollada anteriormente en el cálculo de la flecha total a plazo infinito.

1.- COLUMNA DEL TANQUE ELEVADO (15.2 - 16.8 M)

Datos del pilar		
	30	
	Geometría	
	Dimensiones	: 40x30 cm
	Tramo	: 14.100/16.800 m
	Altura libre	: 2.20 m
	Recubrimiento geométrico	: 4.0 cm
	Tamaño máximo de árido	: 15 mm
	Materiales	
	Hormigón : f'c=210	Plano ZX : 2.20 m
	Acero : Grado 60	Plano ZY : 2.20 m
Longitud de pandeo		
Armadura longitudinal		
Esquina : 4Ø3/4"	Estribos : 1eØ3/8"+Y2rØ3/8"	
Cara X : 4Ø5/8"	Separación : 15 - 5 cm	
Cara Y : 2Ø3/4"		
Cuantía : 2.09 %		
Armadura transversal		

Disposiciones relativas a las armaduras (NTE E.060:2009, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

En elementos a compresión reforzados transversalmente con espirales o estribos, la distancia libre entre barras longitudinales no debe ser menor de $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.3):

$$s_1 \geq s_{l,min}$$

$$72 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_{l,min} : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_1 = 1.5 \cdot d_b$$

$$s_1 : \underline{29} \text{ mm}$$

$$s_2 = 40 \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

$$d_b : \underline{19.0} \text{ mm}$$

d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_{ag} : \underline{15} \text{ mm}$$

Estribos

En elementos a compresión reforzados transversalmente con espirales o estribos, la distancia libre entre refuerzos transversales no debe ser menor de $s_{e,min}$ (Artículo 7.6.3):

$$s_e \geq s_{e,min}$$

$$150 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{e,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_{e,min} : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_1 = 1.5 \cdot d_{be}$$

$$s_1 : \underline{14} \text{ mm}$$

$$s_2 = 40 \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

d_{be} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$$d_{be} : \underline{9.5} \text{ mm}$$

d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_{ag} : \underline{15} \text{ mm}$$

El espaciamiento vertical de los estribos no debe exceder $s_{t,max}$ (Artículo 7.10.5.2):

$$s_t \leq s_{t,max}$$

$$150 \text{ mm} \leq 255 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{t,max}$: Valor mínimo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_{t,max} : \underline{255} \text{ mm}$$

$$s_1 = 16 \cdot d_b$$

$$s_1 : \underline{255} \text{ mm}$$

$$s_2 = 48 \cdot d_{be}$$

$$s_2 : \underline{457} \text{ mm}$$

$$s_3 = b_{min}$$

$$s_3 : \underline{300} \text{ mm}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$d_b : \underline{15.9} \text{ mm}$$

d_{be} : Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal.

$$d_{be} : \underline{9.5} \text{ mm}$$

b_{min} : Menor dimensión transversal del elemento sometido a compresión.

$$b_{min} : \underline{300} \text{ mm}$$

Todas las barras no preesforzadas deben estar confinadas por medio de estribos transversales de por lo menos 8 mm para barras de hasta 5/8", de 3/8" para barras longitudinales de más de 5/8" hasta 1" y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro y para los paquetes de barras (Artículo 7.10.5.1):

$$5/8" < d_b \leq 1" \rightarrow d_{be} \geq 3/8"$$

$$\emptyset 3/8" \geq 3/8" \quad \checkmark$$

Donde:

d_b : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$d_b : \underline{\emptyset 3/4"} \text{ mm}$$

d_{be} : Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal.

$$d_{be} : \underline{\emptyset 3/8"} \text{ mm}$$

Armadura mínima y máxima (NTE E.060:2009, Artículo 10.9.1)

El área de refuerzo longitudinal total, A_{st} , para elementos en compresión no compuestos no debe ser menor que 0.01 ni mayor que 0.06 veces el área total, A_g , de la sección transversal (Artículo 10.9.1):

$$A_{st} \geq 0.01 \cdot A_g \quad 25.06 \text{ cm}^2 \geq 12.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$A_{st} \leq 0.06 \cdot A_g \quad 25.06 \text{ cm}^2 \leq 72.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$$A_g: \text{Área total de la sección de hormigón.} \quad A_g: \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{V_{u,x}}{\phi \cdot V_{n,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}}\right)^2} \leq 1 \quad \eta: \underline{0.079} \quad \checkmark$$

Donde:

$$V_u: \text{Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.} \quad V_{u,x}: \underline{0.380} \text{ t}$$

$$V_{u,y}: \underline{0.209} \text{ t}$$

$$\phi \cdot V_n: \text{Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.} \quad \phi \cdot V_{n,x}: \underline{5.451} \text{ t}$$

$$\phi \cdot V_{n,y}: \underline{5.528} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "1.4·PP+1.4·CM+1.7·Qa+1.7·T.E1".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c \quad V_n: \underline{6.412} \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a tracción axial (Artículo 11.2.2.3):

$$V_c = 0.17 \cdot \left(1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}\right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \leq 0 \quad V_c: \underline{6.412} \text{ t}$$

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

$$N_u: \text{Carga axial amplificada normal a la sección transversal.} \quad N_u: \underline{-0.192} \text{ t}$$

$$A_g: \text{Área total de la sección de hormigón.} \quad A_g: \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f'_c : \underline{210.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sqrt{f'_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{273} \text{ mm}$$

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1.1:

$$V_n = V_c$$

$$V_n : \underline{6.503} \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a tracción axial (Artículo 11.2.2.3):

$$V_c = 0.17 \cdot \left(1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g} \right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \leq 0$$

$$V_c : \underline{6.503} \text{ t}$$

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

N_u : Carga axial amplificada normal a la sección transversal.

$$N_u : \underline{-0.192} \text{ t}$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f'_c : \underline{210.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sqrt{f'_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{400} \text{ mm}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{208} \text{ mm}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{V_{u,x}}{\phi \cdot V_{n,x}} \right)^2 + \left(\frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \right)^2} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.099} \checkmark$$

Donde:

V_u : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,x} : \underline{0.013} \text{ t}$$

$$V_{u,y} : \underline{0.541} \text{ t}$$

$\phi \cdot V_n$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$\phi \cdot V_{n,x} : \underline{5.387} \text{ t}$$

$$\phi \cdot V_{n,y} : \underline{5.464} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo p \acute{e} simos se producen en 'Cabeza', para la combinaci3n de hip3tesis

"1.25·PP+1.25·CM+1.25·Qa+1.25·T.E1+SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracci3n en el alma.

Cortante en la direcci3n X:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Art \acute{e} culo 11.1.1:

$$V_n = V_c$$

$$V_n : \underline{6.338} \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a tracci3n axial (Art \acute{e} culo 11.2.2.3):

$$V_c = 0.17 \cdot \left(1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g} \right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \leq 0$$

$$V_c : \underline{6.338} \text{ t}$$

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

N_u : Carga axial amplificada normal a la secci3n transversal.

$$N_u : \underline{-0.678} \text{ t}$$

A_g : \acute{A} rea total de la secci3n de hormig3n.

$$A_g : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

f'_c : Resistencia especificada a la compresi3n del concreto.

$$f'_c : \underline{210.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sqrt{f'_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w : Ancho del alma, o di \acute{a} metro de la secci3n circular.

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresi3n hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracci3n.

$$d : \underline{273} \text{ mm}$$

Cortante en la direcci3n Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Art \acute{e} culo 11.1.1:

$$V_n = V_c$$

$$V_n : \underline{6.428} \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a tracci3n axial (Art \acute{e} culo 11.2.2.3):

$$V_c = 0.17 \cdot \left(1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g} \right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \leq 0$$

$$V_c : \underline{6.428} \text{ t}$$

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

N_u: Carga axial amplificada normal a la sección transversal.

A_g: Área total de la sección de hormigón.

f'_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$\sqrt{f'_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$N_u : -0.678 \text{ t}$$

$$A_g : 1200.00 \text{ cm}^2$$

$$f'_c : 210.00 \text{ kp/cm}^2$$

$$b_w : 400 \text{ mm}$$

$$d : 208 \text{ mm}$$

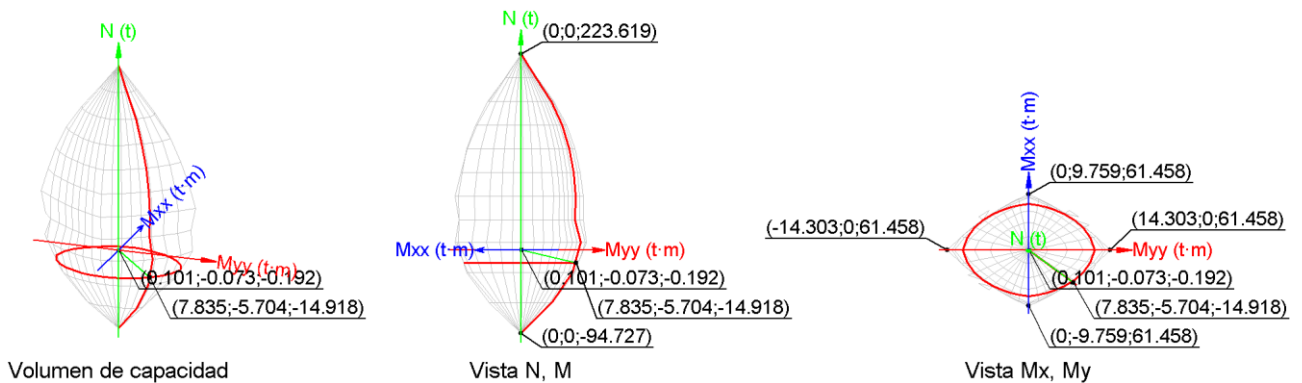
Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "1.4·PP+1.4·CM+1.7·Qa+1.7·T.E1".

Se debe satisfacer:

$$\eta_i = \frac{\sqrt{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}}{\sqrt{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

$$\eta : 0.013 \checkmark$$



Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo.

M_u: Momento de cálculo de primer orden.

$$P_u : -0.192 \text{ t}$$

$$M_{u,x} : -0.073 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : 0.101 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : -14.918 \text{ t}$$

$$\phi \cdot M_{n,x} : -5.704 \text{ t}\cdot\text{m}$$

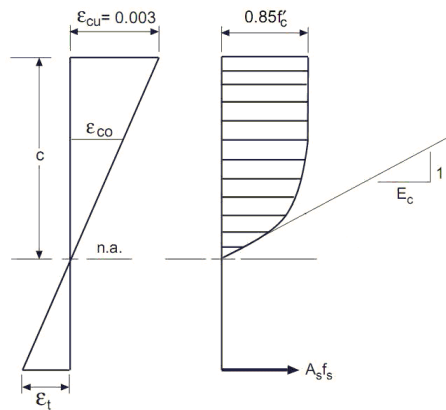
$$\phi \cdot M_{n,y} : 7.835 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y carga axial debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria utilizable del concreto, ϵ_{cu} , en la fibra extrema sometida a compresión, se asumirá igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias en el refuerzo mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considerará independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que permita una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos de laboratorio representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f'_c : 210.00 kp/cm²

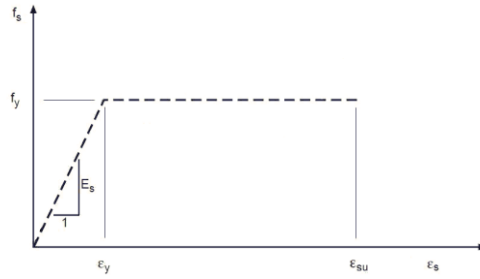
ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

ϵ_{cu} : 0.0030

ϵ_{co} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

ϵ_{co} : 0.0020

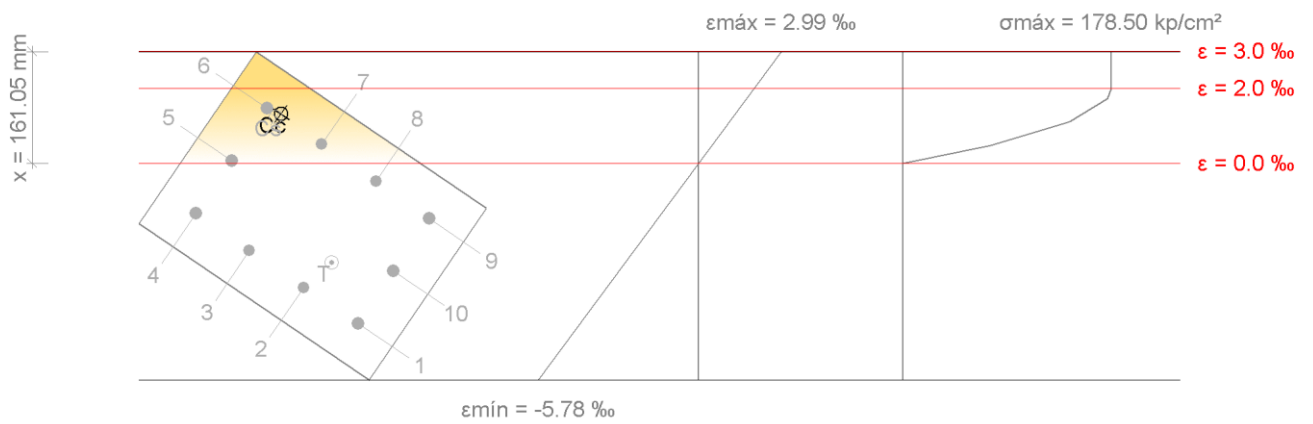
Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 4200.00 kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	ϵ
1	Ø3/4"	-140.95	90.95	-4200.00	-0.004262
2	Ø5/8"	-46.98	92.54	-4200.00	-0.003307
3	Ø5/8"	46.98	92.54	-4200.00	-0.002327
4	Ø3/4"	140.95	90.95	-2697.00	-0.001323
5	Ø3/4"	140.95	0.00	+144.50	+0.000071
6	Ø3/4"	140.95	-90.95	+2986.01	+0.001464
7	Ø5/8"	46.98	-92.54	+1037.67	+0.000509
8	Ø5/8"	-46.98	-92.54	-960.27	-0.000471
9	Ø3/4"	-140.95	-90.95	-3007.81	-0.001475
10	Ø3/4"	-140.95	0.00	-4200.00	-0.002869

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	31.263	120.35	-95.79
Cs	10.987	123.29	-87.84
T	58.826	-61.01	40.43

$$P_n = C_c + C_s - T$$

P_n : -16.575 t

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{n,x} : \underline{-6.338 \text{ t}\cdot\text{m}}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{n,y} : \underline{8.706 \text{ t}\cdot\text{m}}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{31.263 \text{ t}}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{10.987 \text{ t}}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{58.826 \text{ t}}$$

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{120.35 \text{ mm}}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-95.79 \text{ mm}}$$

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{123.29 \text{ mm}}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-87.84 \text{ mm}}$$

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{-61.01 \text{ mm}}$$

$$e_{T,y} : \underline{40.43 \text{ mm}}$$

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0030}$$

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0043}$$

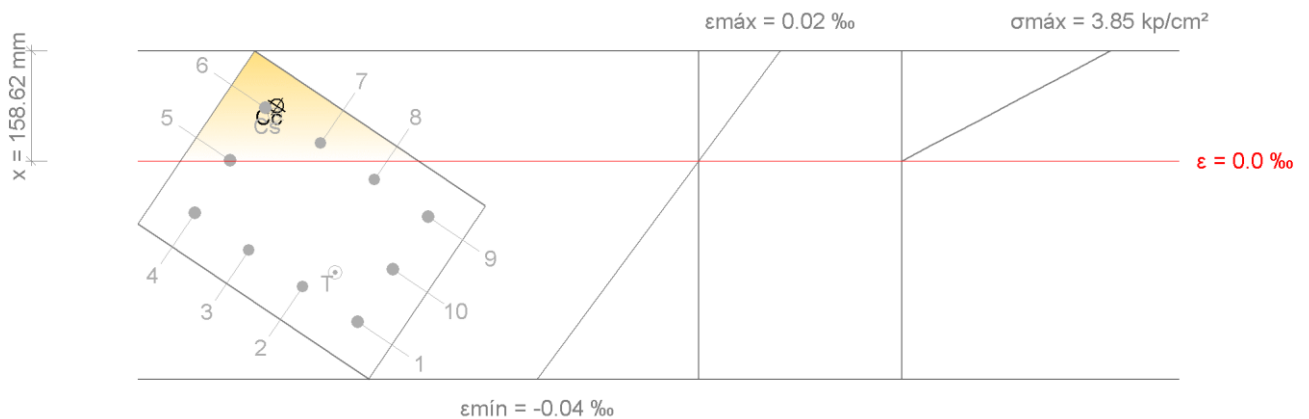
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\sigma_{cmax} : \underline{178.50 \text{ kp/cm}^2}$$

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$\sigma_{smax} : \underline{4200.00 \text{ kp/cm}^2}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo p_{ésimos}:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (kp/cm ²)	ε
1	Ø3/4"	-140.95	90.95	-64.56	-0.000032
2	Ø5/8"	-46.98	92.54	-50.31	-0.000025
3	Ø5/8"	46.98	92.54	-35.69	-0.000018
4	Ø3/4"	140.95	90.95	-20.70	-0.000010
5	Ø3/4"	140.95	0.00	+0.33	+0.000000
6	Ø3/4"	140.95	-90.95	+21.37	+0.000010
7	Ø5/8"	46.98	-92.54	+7.12	+0.000003
8	Ø5/8"	-46.98	-92.54	-7.50	-0.000004

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (kp/cm ²)	ε
9	Ø3/4"	-140.95	-90.95	-22.48	-0.000011
10	Ø3/4"	-140.95	0.00	-43.52	-0.000021

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	0.350	128.90	-102.19
Cs	0.076	123.44	-90.11
T	0.617	-74.86	49.79

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$P_u : \underline{-0.192 \text{ t}}$$

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{u,x} : \underline{-0.073 \text{ t}\cdot\text{m}}$$

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.101 \text{ t}\cdot\text{m}}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{0.350 \text{ t}}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{0.076 \text{ t}}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{0.617 \text{ t}}$$

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{128.90 \text{ mm}}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-102.19 \text{ mm}}$$

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{123.44 \text{ mm}}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-90.11 \text{ mm}}$$

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{-74.86 \text{ mm}}$$

$$e_{T,y} : \underline{49.79 \text{ mm}}$$

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0000}$$

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0000}$$

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\sigma_{cmax} : \underline{3.85 \text{ kp/cm}^2}$$

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$\sigma_{smax} : \underline{64.56 \text{ kp/cm}^2}$$

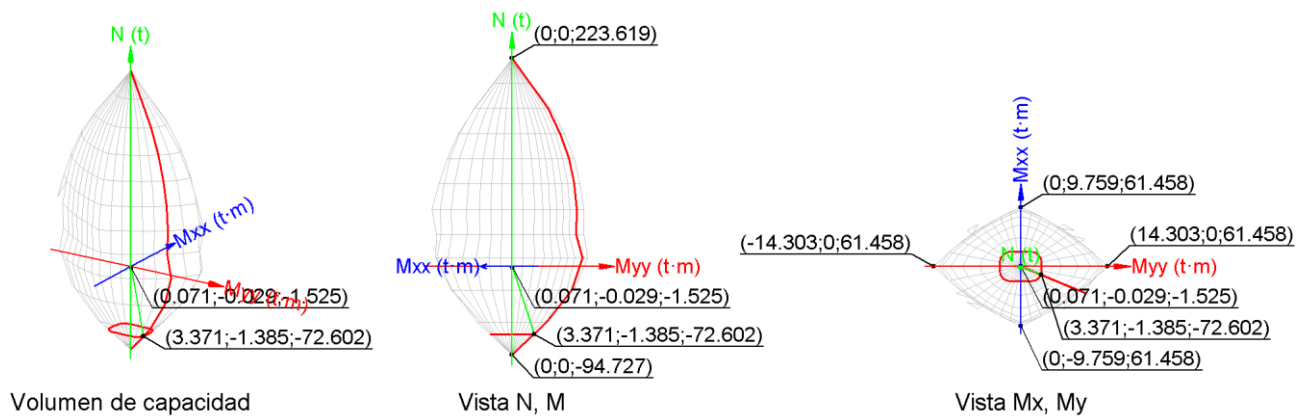
Estado límite de agotamiento frente a sollicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '15.2 m', para la combinación de hipótesis "0.9·PP+0.9·CM+1.25·Qa-SX".

Se debe satisfacer:

$$\eta_i = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.021} \checkmark$$



Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$$P_u : \frac{-1.525}{0.029} \text{ t}$$

$$M_{u,x} : \frac{-0.029}{0.071} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \frac{0.071}{3.371} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : \frac{-72.602}{1.385} \text{ t}$$

$$\phi \cdot M_{n,x} : \frac{-1.385}{3.371} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\phi \cdot M_{n,y} : \frac{3.371}{9.759} \text{ t}\cdot\text{m}$$

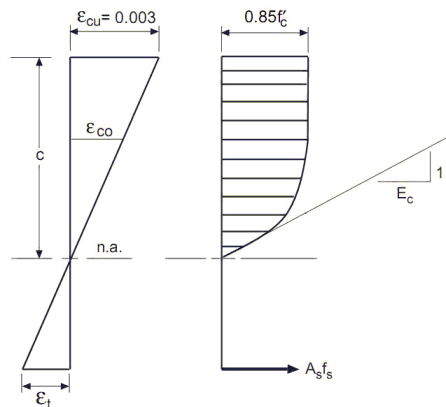
Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- (a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y carga axial debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- (b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- (c) La máxima deformación unitaria utilizable del concreto, ϵ_{cu} , en la fibra extrema sometida a compresión, se asumirá igual a 0.003.
- (d) El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias en el refuerzo mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considerará independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- (e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.

(f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que permita una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos de laboratorio representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f'_c : 210.00 kp/cm²

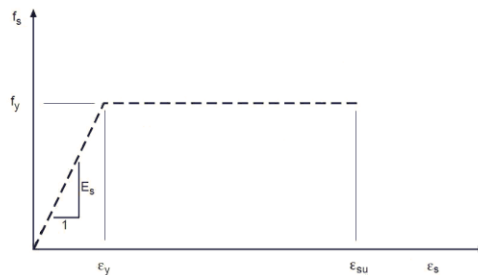
ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

ϵ_{cu} : 0.0030

ϵ_{co} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

ϵ_{co} : 0.0020

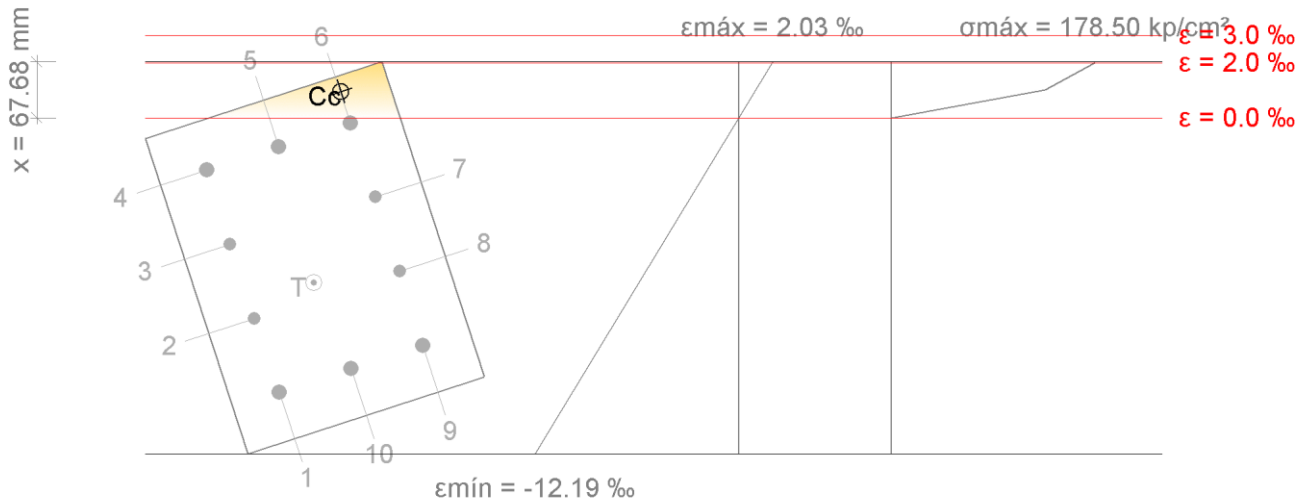
Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 4200.00 kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	ϵ
1	Ø3/4"	-140.95	90.95	-4200.00	-0.009950
2	Ø5/8"	-46.98	92.54	-4200.00	-0.007281
3	Ø5/8"	46.98	92.54	-4200.00	-0.004598
4	Ø3/4"	140.95	90.95	-3873.00	-0.001899
5	Ø3/4"	140.95	0.00	-2144.09	-0.001052
6	Ø3/4"	140.95	-90.95	-415.18	-0.000204
7	Ø5/8"	46.98	-92.54	-4200.00	-0.002872
8	Ø5/8"	-46.98	-92.54	-4200.00	-0.005556
9	Ø3/4"	-140.95	-90.95	-4200.00	-0.008254
10	Ø3/4"	-140.95	0.00	-4200.00	-0.009102

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	7.005	180.99	-91.76
Cs	0.000	0.00	0.00
T	87.674	-28.26	10.22

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$P_n : \underline{-80.669 \text{ t}}$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{n,x} : \underline{-1.539 \text{ t}\cdot\text{m}}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{n,y} : \underline{3.746 \text{ t}\cdot\text{m}}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{7.005 \text{ t}}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

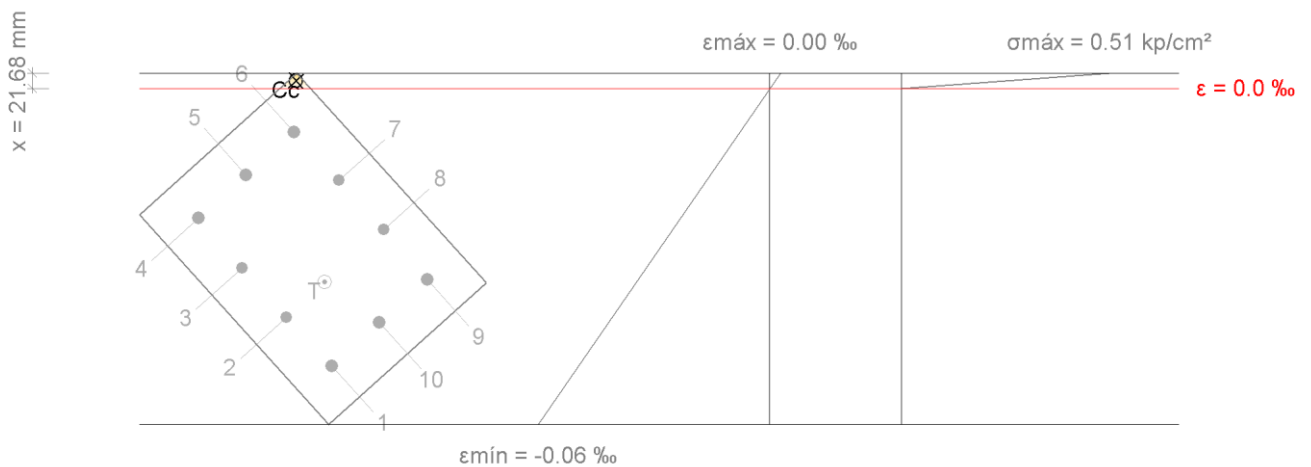
$$C_s : \underline{0.000 \text{ t}}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{87.674 \text{ t}}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$: <u>180.99</u> mm
	$e_{cc,y}$: <u>-91.76</u> mm
e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	e_{cs} : <u>0.00</u> mm
e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$: <u>-28.26</u> mm
	$e_{T,y}$: <u>10.22</u> mm
ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ϵ_{cmax} : <u>0.0020</u>
ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.	ϵ_{smax} : <u>0.0100</u>
σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} : <u>178.50</u> kp/cm ²
σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} : <u>4200.00</u> kp/cm ²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo p_u más desfavorables:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (kp/cm ²)	ε
1	Ø3/4"	-140.95	90.95	-105.23	-0.000052
2	Ø5/8"	-46.98	92.54	-86.82	-0.000043
3	Ø5/8"	46.98	92.54	-68.13	-0.000033
4	Ø3/4"	140.95	90.95	-49.15	-0.000024
5	Ø3/4"	140.95	0.00	-32.84	-0.000016
6	Ø3/4"	140.95	-90.95	-16.53	-0.000008
7	Ø5/8"	46.98	-92.54	-34.94	-0.000017
8	Ø5/8"	-46.98	-92.54	-53.63	-0.000026
9	Ø3/4"	-140.95	-90.95	-72.61	-0.000036
10	Ø3/4"	-140.95	0.00	-88.92	-0.000044

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	0.001	192.70	-141.90
C _s	0.000	0.00	0.00
T	1.526	-46.59	19.10

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$P_u : \underline{-1.525 \text{ t}}$$

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y} \quad \mathbf{M_{u,x}} : \underline{-0.029} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x} \quad \mathbf{M_{u,y}} : \underline{0.071} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.	C_c : <u>0.001</u> t
C_s : Resultante de compresiones en el acero.	C_s : <u>0.000</u> t
T : Resultante de tracciones en el acero.	T : <u>1.526</u> t
e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	e_{cc,x} : <u>192.70</u> mm
	e_{cc,y} : <u>-141.90</u> mm
e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	e_{cs} : <u>0.00</u> mm
e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	e_{T,x} : <u>-46.59</u> mm
	e_{T,y} : <u>19.10</u> mm
ε_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} : <u>0.0000</u>
ε_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} : <u>0.0001</u>
σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} : <u>0.51</u> kp/cm ²
σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} : <u>105.23</u> kp/cm ²

Criterios de diseño por sismo (NTE E.060:2009, Artículo 21)

Geometría

La dimensión menor de la sección transversal, medida en cualquier línea recta que pase por su centroide geométrico, no debe ser menor de 250.00 mm (Artículo 21.6.1.2):

$$\mathbf{b} \geq 250 \text{ mm} \quad \mathbf{300.00 \text{ mm} \geq 250.00 \text{ mm} \checkmark}$$

Donde:

$$\mathbf{b}$$
: Dimensión menor de la sección del soporte. \mathbf{b} : 300.00 mm

La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor que 0.25 (Artículo 21.6.1.3):

$$\frac{\mathbf{b}}{\mathbf{h}} \geq 0.4 \quad \mathbf{0.8 \geq 0.3 \checkmark}$$

Donde:

$$\mathbf{b}$$
: Dimensión menor de la sección del soporte. \mathbf{b} : 300.00 mm

$$\mathbf{h}$$
: Dimensión mayor de la sección del soporte. \mathbf{h} : 400.00 mm

Armadura longitudinal

La cuantía de refuerzo longitudinal, A_{st} , no será menor que 1% ni mayor que 6% del área total de la sección transversal (Artículo 21.6.3.1):

$$\mathbf{A_{st} \geq 0.01 \cdot A_g} \quad \mathbf{25.06 \text{ cm}^2 \geq 12.00 \text{ cm}^2 \checkmark}$$

$$\mathbf{A_{st} \leq 0.06 \cdot A_g} \quad \mathbf{25.06 \text{ cm}^2 \leq 72.00 \text{ cm}^2 \checkmark}$$

Donde:

A_g : Área total de la sección de hormigón.

A_g : 1200.00 cm²

Armadura transversal

La separación del refuerzo transversal no debe exceder s_{max} (Artículo 21.6.4.2):

$$s \leq s_{max}$$

$$150 \text{ mm} \leq 159 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{max} : Valor mínimo de s_1 , s_2 .

s_{max} : 159 mm

$$s_1 = 10 \cdot d_b$$

s_1 : 159 mm

$$s_2 = 250 \text{ mm}$$

s_2 : 250 mm

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

d_b : 15.9 mm

La distancia, centro a centro, transversal al eje del elemento, entre las ramas de estribos cerrados de confinamiento múltiples o entre las grapas suplementarias, h_x , no deben exceder 350 mm medidos centro a centro (Artículo 21.6.4.3):

En el eje X:

$$h_x \leq 350 \text{ mm}$$

$$108 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

h_x : Espaciamiento máximo horizontal, medido centro a centro, entre ganchos suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento en todas las caras de la columna.

h_x : 108 mm

En el eje Y:

$$h_x \leq 350 \text{ mm}$$

$$210 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

h_x : Espaciamiento máximo horizontal, medido centro a centro, entre ganchos suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento en todas las caras de la columna.

h_x : 210 mm

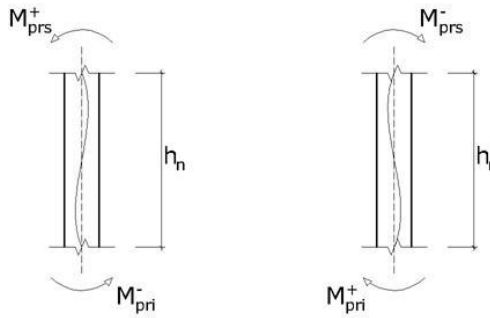
Resistencia mínima a flexión de columnas. (NTE-E.060)

En esta zona no son aplicables las comprobaciones de diseño por capacidad. ✓

Requisitos de resistencia al cortante en columnas. (NTE-E.060)

La fuerza de cortante de diseño, V_u , se debe determinar considerando las máximas fuerzas que se puedan generar en las caras de los nudos en cada extremo del elemento. Estas fuerzas se

deben determinar usando las resistencias máximas probables en flexión, M_{pr} , en cada extremo del elemento, correspondientes al rango de cargas axiales amplificadas, P_u , que actúan en él. No es necesario que las fuerzas cortantes en el elemento sean mayores que aquellas determinadas a partir de la resistencia de los nudos, basada en M_{pr} de los elementos transversales que llegan al nudo.



Se debe satisfacer:

$$\phi \cdot V_n \geq V_u$$

Donde:

ϕ : Factor de reducción de resistencia

$$\phi : 0.85$$

V_n : Resistencia nominal a cortante.

V_u : Fuerza cortante de diseño, valor máximo entre V_{u1} , V_{u2} .

$$V_{u1} = \frac{M_{pri}^- + M_{prs}^+}{h_n}$$

$$V_{u2} = \frac{M_{pri}^+ + M_{prs}^-}{h_n}$$

Siendo:

h_n : Altura libre del elemento.

M_{pr} : Resistencia probable a la flexión del elemento.

$$M_{pr} = 1,25 \cdot M_n$$

Donde:

M_n : Resistencia nominal a la flexión del elemento.

	h_n (m)	M_{pri}^+ (t·m)	M_{pri}^- (t·m)	M_{prs}^+ (t·m)	M_{prs}^- (t·m)	V_{u1} (t)	V_{u2} (t)	V_u (t)	$\phi \cdot V_n$ (t)	
Cortante en el eje X	2.20	7.21	6.23	2.60	1.78	4.01	4.09	4.09	26.81	✓
Cortante en el eje Y	2.20	8.73	8.73	1.31	2.60	4.56	5.15	5.15	27.19	✓ *

(*): pésimo

8.- COLUMNA DEL TECHO 1 (-0.9 - 2.9 M)

Datos del pilar		
	Geometría	
	Dimensiones : 40x30 cm	
	Tramo : -0.900/2.900 m	
	Altura libre : 3.30 m	
	Recubrimiento geométrico : 4.0 cm	
	Tamaño máximo de árido : 15 mm	
	Materiales	Longitud de pandeo
	Hormigón : f'c=210	Plano ZX : 3.30 m
	Acero : Grado 60	Plano ZY : 3.30 m
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : 4Ø3/4"	Estribos : 1eØ3/8"+Y2rØ3/8"	
Cara X : 4Ø5/8"	Separación : 5 - 13 cm	
Cara Y : 2Ø3/4"		
Cuantía : 2.09 %		

Disposiciones relativas a las armaduras (NTE E.060:2009, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

En elementos a compresión reforzados transversalmente con espirales o estribos, la distancia libre entre barras longitudinales no debe ser menor de $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.3):

$$s_1 \geq s_{l,min}$$

$$72 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_{l,min} : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_1 = 1.5 \cdot d_b$$

$$s_1 : \underline{29} \text{ mm}$$

$$s_2 = 40 \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

$$d_b : \underline{19.0} \text{ mm}$$

d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_{ag} : \underline{15} \text{ mm}$$

Estribos

En elementos a compresión reforzados transversalmente con espirales o estribos, la distancia libre entre refuerzos transversales no debe ser menor de $s_{e,min}$ (Artículo 7.6.3):

$$s_e \geq s_{e,min}$$

$$50 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{e,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_{e,min} : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_1 = 1.5 \cdot d_{be} \quad s_1 : \underline{14} \text{ mm}$$

$$s_2 = 40 \text{ mm} \quad s_2 : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag} \quad s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

d_{be} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$$d_{be} : \underline{9.5} \text{ mm}$$

d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_{ag} : \underline{15} \text{ mm}$$

El espaciamiento vertical de los estribos no debe exceder $s_{t,max}$ (Artículo 7.10.5.2):

$$s_t \leq s_{t,max}$$

$$50 \text{ mm} \leq 255 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{t,max}$: Valor mínimo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{t,max} : \underline{255} \text{ mm}$$

$$s_1 = 16 \cdot d_b$$

$$s_1 : \underline{255} \text{ mm}$$

$$s_2 = 48 \cdot d_{be}$$

$$s_2 : \underline{457} \text{ mm}$$

$$s_3 = b_{min}$$

$$s_3 : \underline{300} \text{ mm}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$d_b : \underline{15.9} \text{ mm}$$

d_{be} : Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal.

$$d_{be} : \underline{9.5} \text{ mm}$$

b_{min} : Menor dimensión transversal del elemento sometido a compresión.

$$b_{min} : \underline{300} \text{ mm}$$

Todas las barras no preesforzadas deben estar confinadas por medio de estribos transversales de por lo menos 8 mm para barras de hasta 5/8", de 3/8" para barras longitudinales de más de 5/8" hasta 1" y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro y para los paquetes de barras (Artículo 7.10.5.1):

$$5/8" < d_b \leq 1" \rightarrow d_{be} \geq 3/8"$$

$$\emptyset 3/8" \geq 3/8" \quad \checkmark$$

Donde:

d_b : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$d_b : \underline{\emptyset 3/4"} \text{ mm}$$

d_{be} : Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal.

$$d_{be} : \underline{\emptyset 3/8"} \text{ mm}$$

Armadura mínima y máxima (NTE E.060:2009, Artículo 10.9.1)

El área de refuerzo longitudinal total, A_{st} , para elementos en compresión no compuestos no debe ser menor que 0.01 ni mayor que 0.06 veces el área total, A_g , de la sección transversal (Artículo 10.9.1):

$$A_{st} \geq 0.01 \cdot A_g \quad 25.06 \text{ cm}^2 \geq 12.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$A_{st} \leq 0.06 \cdot A_g \quad 25.06 \text{ cm}^2 \leq 72.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$$A_g: \text{Área total de la sección de hormigón.} \quad A_g: \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{V_{u,x}}{\phi \cdot V_{n,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}}\right)^2} \leq 1 \quad \eta: \underline{0.616} \quad \checkmark$$

Donde:

$$V_u: \text{Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.} \quad V_{u,x}: \underline{6.420} \text{ t}$$

$$V_{u,y}: \underline{5.614} \text{ t}$$

$$\phi \cdot V_n: \text{Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.} \quad \phi \cdot V_{n,x}: \underline{13.755} \text{ t}$$

$$\phi \cdot V_{n,y}: \underline{13.950} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.4·PP+1.4·CM+1.7·Qa+1.7·T.E1".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c \quad V_n: \underline{16.182} \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

Cuando M_m es negativo, V_c debe calcularse por medio de la ecuación:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}} \quad V_c: \underline{16.182} \text{ t}$$

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f'_c: \underline{210.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sqrt{f'_c} > 8.3 \text{ MPa}$$

Siendo:

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$\mathbf{b_w} : \underline{300} \text{ mm}$$

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$\mathbf{d} : \underline{273} \text{ mm}$$

$$\mathbf{M_m} = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

$$\mathbf{M_m} : \underline{-6.525} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u: Momento amplificado en la sección.

$$\mathbf{M_u} : \underline{-1.650} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_u: Carga axial amplificada normal a la sección transversal.

$$\mathbf{N_u} : \underline{49.289} \text{ t}$$

h: Altura de un elemento.

$$\mathbf{h} : \underline{400.00} \text{ mm}$$

A_g: Área total de la sección de hormigón.

$$\mathbf{A_g} : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$\mathbf{V_n} = V_c$$

$$\mathbf{V_n} : \underline{16.412} \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

Cuando M_m es negativo, V_c debe calcularse por medio de la ecuación:

$$\mathbf{V_c} = 0.29 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

$$\mathbf{V_c} : \underline{16.412} \text{ t}$$

([MPa] N_u/A_g y f_c)

Donde:

f_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$\mathbf{f_c} : \underline{210.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

Siendo:

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$\mathbf{b_w} : \underline{400} \text{ mm}$$

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$\mathbf{d} : \underline{208} \text{ mm}$$

$$\mathbf{M_m} = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

$$\mathbf{M_m} : \underline{-4.878} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u: Momento amplificado en la sección.

$$\mathbf{M_u} : \underline{1.236} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_u: Carga axial amplificada normal a la sección transversal.

$$\mathbf{N_u} : \underline{49.289} \text{ t}$$

h: Altura de un elemento. **h** : 300.00 mm
A_g: Área total de la sección de hormigón. **A_g** : 1200.00 cm²

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{V_{u,x}}{\phi \cdot V_{n,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}}\right)^2} \leq 1 \quad \eta : \underline{0.831} \quad \checkmark$$

Donde:

V_u: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. **V_{u,x}** : 3.329 t

V_{u,y} : 0.500 t

φ·V_n: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. **φ·V_{n,x}** : 4.049 t

φ·V_{n,y} : 4.106 t

Los esfuerzos solicitantes de cálculo p_símicos se producen en '-0.317 m', para la combinación de hipótesis "0.9·PP+0.9·CM-SX".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c \quad V_n : \underline{4.763} \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a tracción axial (Artículo 11.2.2.3):

$$V_c = 0.17 \cdot \left(1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}\right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \leq 0 \quad V_c : \underline{4.763} \text{ t}$$

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

N_u: Carga axial amplificada normal a la sección transversal. **N_u** : -10.990 t

A_g: Área total de la sección de hormigón. **A_g** : 1200.00 cm²

f'_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto. **f'_c** : 210.00 kp/cm²

$$\sqrt{f'_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. **b_w** : 300 mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : 273 mm

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c$$

$$V_n : \underline{4.831} \text{ t}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a tracción axial (Artículo 11.2.2.3):

$$V_c = 0.17 \cdot \left(1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g} \right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \leq 0$$

$$V_c : \underline{4.831} \text{ t}$$

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

N_u : Carga axial amplificada normal a la sección transversal.

$$N_u : \underline{-10.990} \text{ t}$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f'_c : \underline{210.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sqrt{f'_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{400} \text{ mm}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{208} \text{ mm}$$

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.4·PP+1.4·CM+1.7·Qa+1.7·T.E1".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

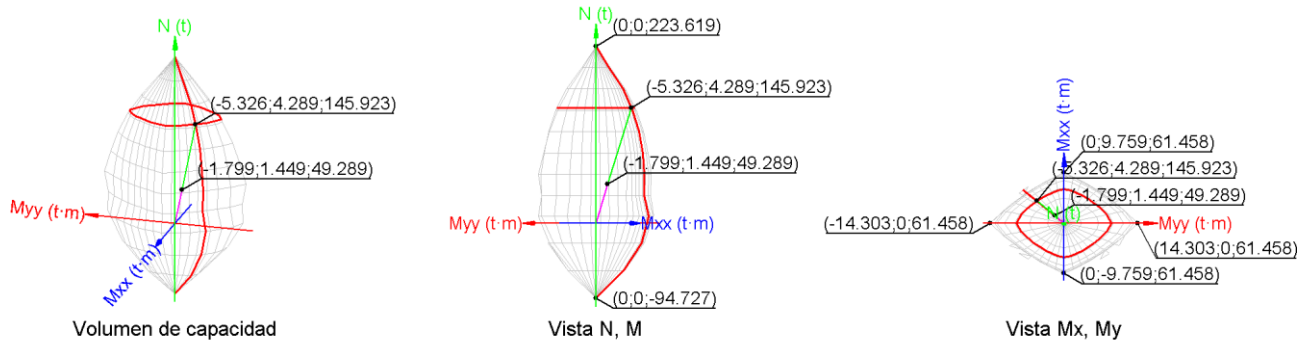
$$\eta : \underline{0.321} \quad \checkmark$$

$$\eta_2 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{c,x}^2 + M_{c,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.338} \quad \checkmark$$

$$P_u \leq \phi \cdot P_{n,max}$$

$$49.289 \text{ t} \leq 176.388 \text{ t} \quad \checkmark$$



Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$$P_u : \frac{49.289}{1} \text{ t}$$

$$M_{u,x} : \frac{1.236}{1} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \frac{-1.650}{1} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : \frac{153.659}{1} \text{ t}$$

$$\phi \cdot M_{n,x} : \frac{3.854}{1} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\phi \cdot M_{n,y} : \frac{-5.145}{1} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Comprobación del estado limite de inestabilidad (η_2)

P_u, M_c esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos obtenidos a partir de los de primer orden incrementados para tener en cuenta los efectos de segundo orden a causa de la esbeltez.

P_u : Axil solicitante de cálculo pésimo.

M_c : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$P_u : \frac{49.289}{1} \text{ t}$$

$$M_{c,x} : \frac{1.449}{1} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{c,y} : \frac{-1.799}{1} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : \frac{145.923}{1} \text{ t}$$

$$\phi \cdot M_{n,x} : \frac{4.289}{1} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\phi \cdot M_{n,y} : \frac{-5.326}{1} \text{ t}\cdot\text{m}$$

En el eje x:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.12.2):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} > 22$$

$$38.1 > 22.0$$

Donde:

kl_u : Longitud efectiva.

$$kl_u : \frac{3.300}{1} \text{ m}$$

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión.

$$r : \underline{8.66} \text{ cm}$$

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial amplificada P_c y el momento amplificado M_u , magnificado por los efectos de curvatura (efectos de segundo orden) del elemento, M_c (Artículo 10.12.3):

$$P_u = P_u$$

$$P_u : \underline{49.289} \text{ t}$$

$$M_c = \delta_{ns} \cdot M_2$$

$$M_c : \underline{1.449} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$M_2 = M_u \geq M_{2,\min}$$

$$M_2 : \underline{1.236} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Siendo:

$$M_{2,\min} = P_u \cdot (0.015 + 0.03 \cdot h)$$

$$M_{2,\min} : \underline{1.183} \text{ t}\cdot\text{m}$$

h: Altura de un elemento.

$$h : \underline{300.00} \text{ mm}$$

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} \geq 1$$

$$\delta_{ns} : \underline{1.172}$$

Siendo:

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot 0.25 \cdot E_c \cdot I_g}{(k \cdot l_u)^2}$$

$$P_c : \underline{447.984} \text{ t}$$

Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del concreto.

$$E_c : \underline{219689.00} \text{ kp/cm}^2$$

I_g: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo.

$$I_g : \underline{90000.00} \text{ cm}^4$$

kl_u: Longitud efectiva.

$$kl_u : \underline{3.300} \text{ m}$$

En el eje y:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.12.2):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} > 22$$

$$28.6 > 22.0$$

Donde:

kl_u: Longitud efectiva.

$$kl_u : \underline{3.300} \text{ m}$$

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión.

$$r : \underline{11.55} \text{ cm}$$

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial amplificada P_c y el momento amplificado M_u , magnificado por los efectos de curvatura (efectos de segundo orden) del elemento, M_c (Artículo 10.12.3):

$$P_u = P_u \quad P_u : \underline{49.289} \text{ t}$$

$$M_c = \delta_{ns} \cdot M_2 \quad M_c : \underline{-1.799} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$M_2 = M_u \geq M_{2,\min} \quad M_2 : \underline{-1.650} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Siendo:

$$M_{2,\min} = P_u \cdot (0.015 + 0.03 \cdot h) \quad M_{2,\min} : \underline{1.331} \text{ t}\cdot\text{m}$$

h: Altura de un elemento.

$$h : \underline{400.00} \text{ mm}$$

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} \geq 1$$

$$\delta_{ns} : \underline{1.090}$$

Siendo:

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot 0.25 \cdot E_c \cdot I_g}{(k \cdot l_u)^2}$$

$$P_c : \underline{796.416} \text{ t}$$

Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del concreto.

$$E_c : \underline{219689.00} \text{ kp/cm}^2$$

I_g: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo.

$$I_g : \underline{160000.00} \text{ cm}^4$$

kl_u: Longitud efectiva.

$$kl_u : \underline{3.300} \text{ m}$$

Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada P_u de elementos en compresión no debe exceder de $\phi \cdot P_{n,\max}$ (Artículo 10.3.6).

$$\phi \cdot P_{n,\max} = 0.80 \cdot \phi \cdot [0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}] \quad \phi \cdot P_{n,\max} : \underline{176.388} \text{ t}$$

Siendo:

f'_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f'_c : \underline{210.00} \text{ kp/cm}^2$$

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

$$f_y : \underline{4200.00} \text{ kp/cm}^2$$

A_g: Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

A_{st}: Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado.

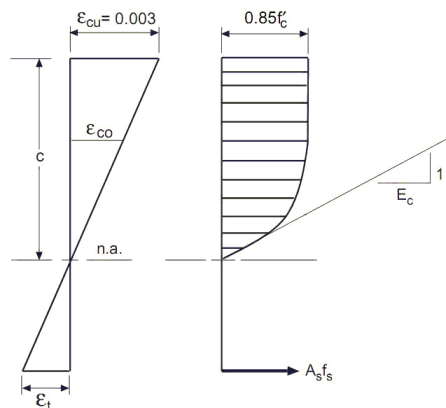
$$A_{st} : \underline{25.06} \text{ cm}^2$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- (a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y carga axial debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- (b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- (c) La máxima deformación unitaria utilizable del concreto, ϵ_{cu} , en la fibra extrema sometida a compresión, se asumirá igual a 0.003.
- (d) El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias en el refuerzo mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considerará independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- (e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- (f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que permita una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos de laboratorio representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f'_c : 210.00 kp/cm²

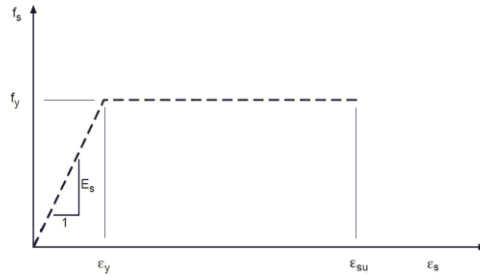
ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

ϵ_{cu} : 0.0030

ϵ_{c0} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

ϵ_{c0} : 0.0020

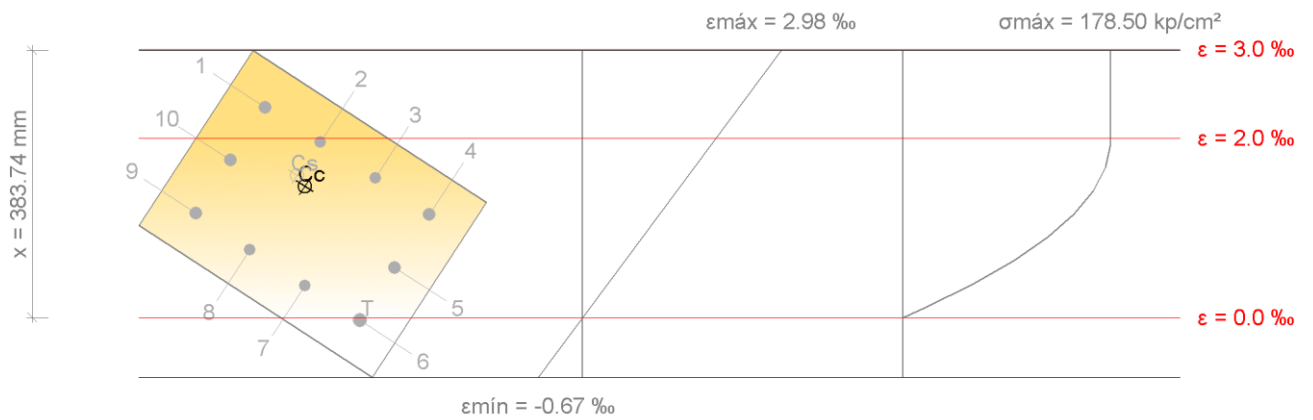
Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 4200.00 kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	ϵ
1	Ø3/4"	-140.95	90.95	+4200.00	+0.002349
2	Ø5/8"	-46.98	92.54	+3996.38	+0.001960
3	Ø5/8"	46.98	92.54	+3181.52	+0.001560
4	Ø3/4"	140.95	90.95	+2345.58	+0.001150
5	Ø3/4"	140.95	0.00	+1137.75	+0.000558
6	Ø3/4"	140.95	-90.95	-70.07	-0.000034
7	Ø5/8"	46.98	-92.54	+723.71	+0.000355
8	Ø5/8"	-46.98	-92.54	+1538.56	+0.000755
9	Ø3/4"	-140.95	-90.95	+2374.50	+0.001165
10	Ø3/4"	-140.95	0.00	+3582.33	+0.001757

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	151.000	-31.43	27.30
Cs	57.660	-49.14	34.45
T	0.200	140.95	-90.95

$$P_n = C_c + C_s - T$$

P_n : 208.461 t

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{n,x} : \underline{6.127} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{n,y} : \underline{-7.608} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{151.000} \text{ t}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{57.660} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{0.200} \text{ t}$$

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{-31.43} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{27.30} \text{ mm}$$

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{-49.14} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{34.45} \text{ mm}$$

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{140.95} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-90.95} \text{ mm}$$

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0030}$$

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0000}$$

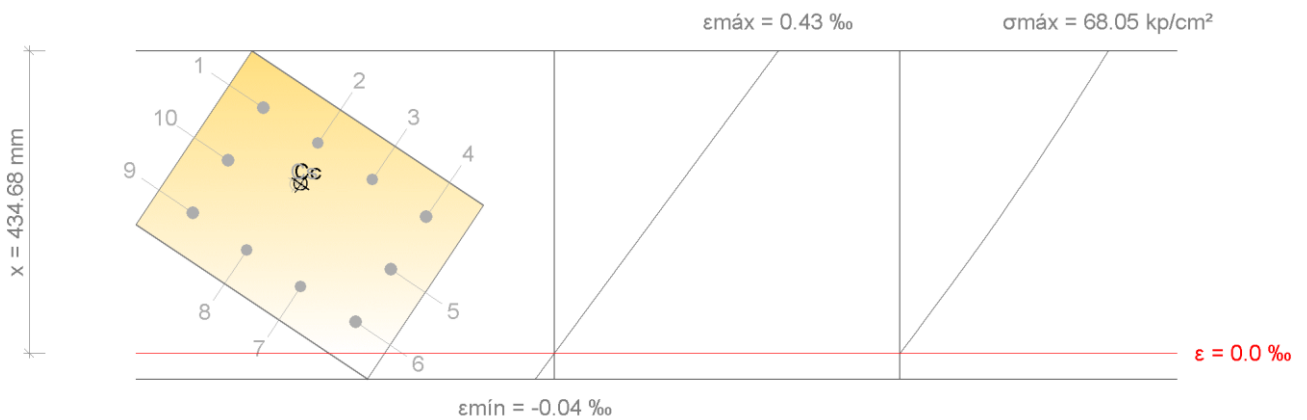
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\sigma_{cmax} : \underline{178.50} \text{ kp/cm}^2$$

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$\sigma_{smax} : \underline{70.07} \text{ kp/cm}^2$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (kp/cm ²)	ε
1	Ø3/4"	-140.95	90.95	+706.15	+0.000346
2	Ø5/8"	-46.98	92.54	+604.20	+0.000296
3	Ø5/8"	46.98	92.54	+499.60	+0.000245
4	Ø3/4"	140.95	90.95	+392.35	+0.000192
5	Ø3/4"	140.95	0.00	+241.04	+0.000118
6	Ø3/4"	140.95	-90.95	+89.72	+0.000044
7	Ø5/8"	46.98	-92.54	+191.68	+0.000094
8	Ø5/8"	-46.98	-92.54	+296.28	+0.000145
9	Ø3/4"	-140.95	-90.95	+403.52	+0.000198

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (kp/cm ²)	ε
10	Ø3/4"	-140.95	0.00	+554.84	+0.000272

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	39.317	-35.64	29.97
C _s	9.972	-39.88	27.10
T	0.000	0.00	0.00

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$P_u : \underline{49.289 \text{ t}}$$

$$M_{c,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{c,x} : \underline{1.449 \text{ t}\cdot\text{m}}$$

$$M_{c,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{c,y} : \underline{-1.799 \text{ t}\cdot\text{m}}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{39.317 \text{ t}}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{9.972 \text{ t}}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{0.000 \text{ t}}$$

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{-35.64 \text{ mm}}$$

$$e_{cc,y} : \underline{29.97 \text{ mm}}$$

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{-39.88 \text{ mm}}$$

$$e_{cs,y} : \underline{27.10 \text{ mm}}$$

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_T : \underline{0.00 \text{ mm}}$$

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0004}$$

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0000}$$

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\sigma_{cmax} : \underline{68.05 \text{ kp/cm}^2}$$

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$\sigma_{smax} : \underline{0.00 \text{ kp/cm}^2}$$

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 10)

Los momentos totales, incluyendo los efectos de segundo orden, de elementos en compresión, vigas de restricción u otros elementos estructurales no deben exceder 1.4 veces los momentos debidos a los efectos de primer orden.

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.25·PP+1.25·CM+1.25·Qa+1.25·T.E1-SY".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

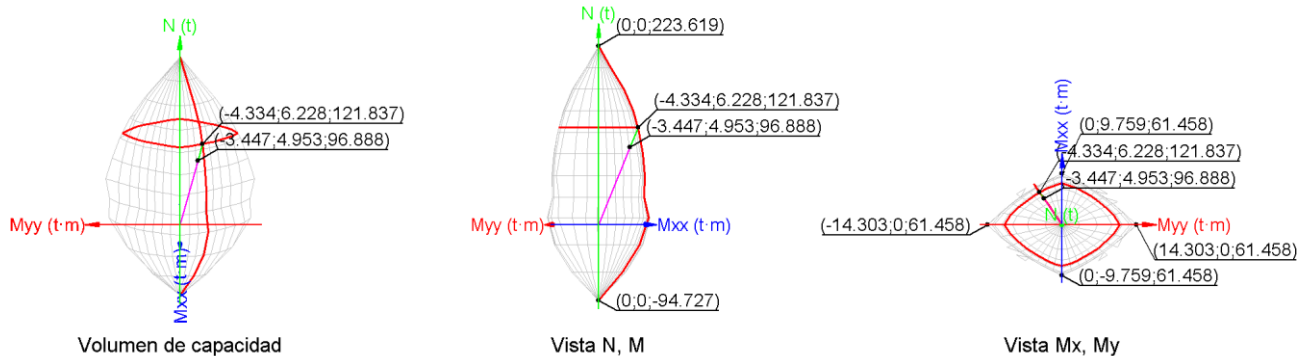
$$\eta : \underline{0.680} \quad \checkmark$$

$$\eta_2 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{c,x}^2 + M_{c,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.795} \quad \checkmark$$

$$P_u \leq \phi \cdot P_{n,max}$$

$$\underline{96.888 \text{ t} \leq 176.388 \text{ t}} \quad \checkmark$$



Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$$P_u : \underline{96.888} \text{ t}$$

$$M_{u,x} : \underline{3.525} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{-2.888} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : \underline{142.581} \text{ t}$$

$$\phi \cdot M_{n,x} : \underline{5.187} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\phi \cdot M_{n,y} : \underline{-4.249} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Comprobación del estado limite de inestabilidad (η_2)

P_u, M_c esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos obtenidos a partir de los de primer orden incrementados para tener en cuenta los efectos de segundo orden a causa de la esbeltez.

P_u : Axil solicitante de cálculo pésimo.

M_c : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$P_u : \underline{96.888} \text{ t}$$

$$M_{c,x} : \underline{4.953} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{c,y} : \underline{-3.447} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : \underline{121.837} \text{ t}$$

$$\phi \cdot M_{n,x} : \underline{6.228} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\phi \cdot M_{n,y} : \underline{-4.334} \text{ t}\cdot\text{m}$$

En el eje x:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.12.2):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} > 22$$

$$38.1 > 22.0$$

Donde:

kl_u: Longitud efectiva.

$$kl_u : \underline{3.300} \text{ m}$$

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión.

$$r : \underline{8.66} \text{ cm}$$

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial amplificada P_c y el momento amplificado M_u, magnificado por los efectos de curvatura (efectos de segundo orden) del elemento, M_c (Artículo 10.12.3):

$$P_u = P_u$$

$$P_u : \underline{96.888} \text{ t}$$

$$M_c = \delta_{ns} \cdot M_2$$

$$M_c : \underline{4.953} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$M_2 = M_u \geq M_{2,\min}$$

$$M_2 : \underline{3.525} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Siendo:

$$M_{2,\min} = P_u \cdot (0.015 + 0.03 \cdot h)$$

$$M_{2,\min} : \underline{2.325} \text{ t}\cdot\text{m}$$

h: Altura de un elemento.

$$h : \underline{300.00} \text{ mm}$$

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} \geq 1$$

$$\delta_{ns} : \underline{1.405}$$

Siendo:

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot 0.25 \cdot E_c \cdot I_g}{(k \cdot l_u)^2}$$

$$P_c : \underline{447.984} \text{ t}$$

Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del concreto.

$$E_c : \underline{219689.00} \text{ kp/cm}^2$$

I_g: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo.

$$I_g : \underline{90000.00} \text{ cm}^4$$

kl_u: Longitud efectiva.

$$kl_u : \underline{3.300} \text{ m}$$

En el eje y:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.12.2):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} > 22$$

$$28.6 > 22.0$$

Donde:

kl_u: Longitud efectiva.

$$kl_u : \underline{3.300} \text{ m}$$

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión.

$$r : \underline{11.55} \text{ cm}$$

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial amplificada P_c y el momento amplificado M_u , magnificado por los efectos de curvatura (efectos de segundo orden) del elemento, M_c (Artículo 10.12.3):

$$P_u = P_u$$

$$P_u : \underline{96.888} \text{ t}$$

$$M_c = \delta_{ns} \cdot M_2$$

$$M_c : \underline{-3.447} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$M_2 = M_u \geq M_{2,\min}$$

$$M_2 : \underline{-2.888} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Siendo:

$$M_{2,\min} = P_u \cdot (0.015 + 0.03 \cdot h)$$

$$M_{2,\min} : \underline{2.616} \text{ t}\cdot\text{m}$$

h: Altura de un elemento.

$$h : \underline{400.00} \text{ mm}$$

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} \geq 1$$

$$\delta_{ns} : \underline{1.194}$$

Siendo:

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot 0.25 \cdot E_c \cdot I_g}{(k \cdot l_u)^2}$$

$$P_c : \underline{796.416} \text{ t}$$

Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del concreto.

$$E_c : \underline{219689.00} \text{ kp/cm}^2$$

I_g: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo.

$$I_g : \underline{160000.00} \text{ cm}^4$$

kl_u: Longitud efectiva.

$$kl_u : \underline{3.300} \text{ m}$$

Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada P_u de elementos en compresión no debe exceder de $\phi \cdot P_{n,\max}$ (Artículo 10.3.6).

$$\phi \cdot P_{n,\max} = 0.80 \cdot \phi \cdot [0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}]$$

$$\phi \cdot P_{n,\max} : \underline{176.388} \text{ t}$$

Siendo:

f'_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f'_c : \underline{210.00} \text{ kp/cm}^2$$

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

$$f_y : \underline{4200.00} \text{ kp/cm}^2$$

A_g: Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

A_{st} : Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado.

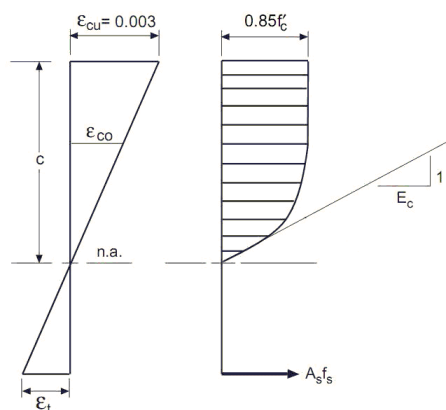
A_{st} : 25.06 cm²

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y carga axial debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria utilizable del concreto, ϵ_{cu} , en la fibra extrema sometida a compresión, se asumirá igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias en el refuerzo mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considerará independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que permita una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos de laboratorio representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f'_c : 210.00 kp/cm²

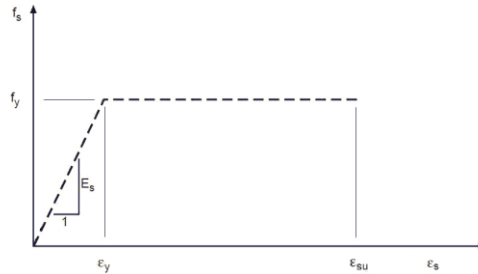
ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

ϵ_{cu} : 0.0030

ϵ_{co} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

ϵ_{co} : 0.0020

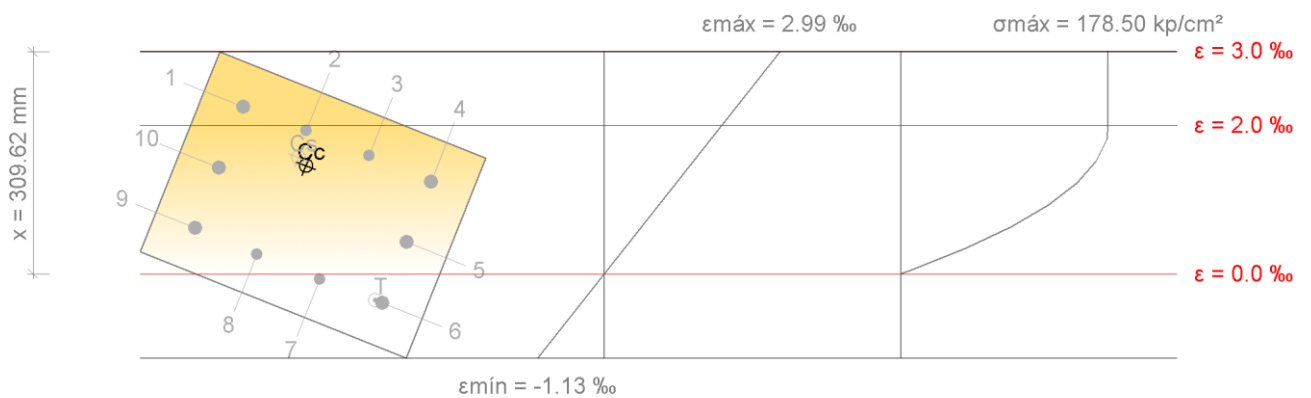
Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 4200.00 kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	ϵ
1	Ø3/4"	-140.95	90.95	+4200.00	+0.002245
2	Ø5/8"	-46.98	92.54	+3923.52	+0.001924
3	Ø5/8"	46.98	92.54	+3239.68	+0.001589
4	Ø3/4"	140.95	90.95	+2526.86	+0.001239
5	Ø3/4"	140.95	0.00	+866.00	+0.000425
6	Ø3/4"	140.95	-90.95	-794.85	-0.000390
7	Ø5/8"	46.98	-92.54	-140.01	-0.000069
8	Ø5/8"	-46.98	-92.54	+543.82	+0.000267
9	Ø3/4"	-140.95	-90.95	+1256.64	+0.000616
10	Ø3/4"	-140.95	0.00	+2917.50	+0.001431

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	127.724	-29.31	47.20
Cs	48.873	-43.29	53.95
T	2.544	130.66	-91.12

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$P_n : \underline{174.053 \text{ t}}$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{n,x} : \underline{8.897 \text{ t}\cdot\text{m}}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{n,y} : \underline{-6.192 \text{ t}\cdot\text{m}}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{127.724 \text{ t}}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{48.873 \text{ t}}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{2.544 \text{ t}}$$

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{-29.31 \text{ mm}}$$

$$e_{cc,y} : \underline{47.20 \text{ mm}}$$

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{-43.29 \text{ mm}}$$

$$e_{cs,y} : \underline{53.95 \text{ mm}}$$

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{130.66 \text{ mm}}$$

$$e_{T,y} : \underline{-91.12 \text{ mm}}$$

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0030}$$

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0004}$$

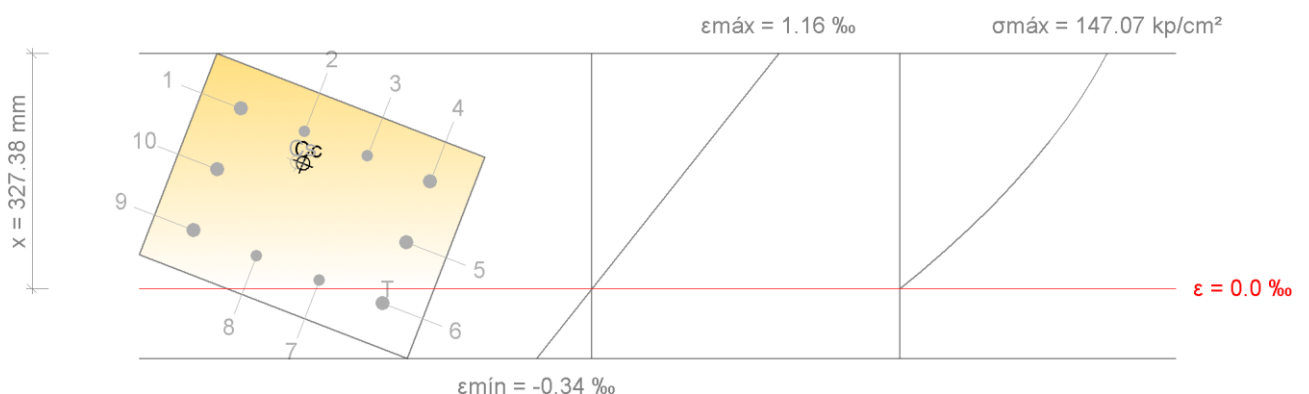
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\sigma_{cmax} : \underline{178.50 \text{ kp/cm}^2}$$

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$\sigma_{smax} : \underline{794.85 \text{ kp/cm}^2}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	ϵ
1	Ø3/4"	-140.95	90.95	+1814.50	+0.000890
2	Ø5/8"	-46.98	92.54	+1579.86	+0.000775
3	Ø5/8"	46.98	92.54	+1334.51	+0.000654
4	Ø3/4"	140.95	90.95	+1078.47	+0.000529
5	Ø3/4"	140.95	0.00	+465.33	+0.000228
6	Ø3/4"	140.95	-90.95	-147.82	-0.000072
7	Ø5/8"	46.98	-92.54	+86.83	+0.000043
8	Ø5/8"	-46.98	-92.54	+332.17	+0.000163
9	Ø3/4"	-140.95	-90.95	+588.22	+0.000288
10	Ø3/4"	-140.95	0.00	+1201.36	+0.000589

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	76.004	-33.07	50.75
Cs	21.305	-41.00	49.61
T	0.421	140.95	-90.95

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$P_u : \underline{96.888 \text{ t}}$$

$$M_{c,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{c,x} : \underline{4.953 \text{ t}\cdot\text{m}}$$

$$M_{c,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{c,y} : \underline{-3.447 \text{ t}\cdot\text{m}}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{76.004 \text{ t}}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{21.305 \text{ t}}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{0.421 \text{ t}}$$

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{-33.07 \text{ mm}}$$

$$e_{cc,y} : \underline{50.75 \text{ mm}}$$

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{-41.00 \text{ mm}}$$

$$e_{cs,y} : \underline{49.61 \text{ mm}}$$

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{140.95 \text{ mm}}$$

$$e_{T,y} : \underline{-90.95 \text{ mm}}$$

ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0012}$$

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0001}$$

σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\sigma_{cmax} : \underline{147.07 \text{ kp/cm}^2}$$

σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$\sigma_{smax} : \underline{147.82 \text{ kp/cm}^2}$$

Criterios de diseño por sismo (NTE E.060:2009, Artículo 21)

Geometría

La dimensión menor de la sección transversal, medida en cualquier línea recta que pase por su centroide geométrico, no debe ser menor de 250.00 mm (Artículo 21.6.1.2):

$$b \geq 250 \text{ mm}$$

$$300.00 \text{ mm} \geq 250.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

b: Dimensión menor de la sección del soporte.

$$b : \underline{300.00} \text{ mm}$$

La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor que 0.25 (Artículo 21.6.1.3):

$$\frac{b}{h} \geq 0.4$$

$$0.8 \geq 0.3 \quad \checkmark$$

Donde:

b: Dimensión menor de la sección del soporte.

$$b : \underline{300.00} \text{ mm}$$

h: Dimensión mayor de la sección del soporte.

$$h : \underline{400.00} \text{ mm}$$

Armadura longitudinal

La cuantía de refuerzo longitudinal, A_{st} , no será menor que 1% ni mayor que 6% del área total de la sección transversal (Artículo 21.6.3.1):

$$A_{st} \geq 0.01 \cdot A_g$$

$$25.06 \text{ cm}^2 \geq 12.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$A_{st} \leq 0.06 \cdot A_g$$

$$25.06 \text{ cm}^2 \leq 72.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_g: Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

Armadura transversal

El área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares, A_{sh} , no debe ser menor que $A_{sh,min}$ (Artículo 21.6.1.4):

En el eje X:

$$A_{sh} \geq A_{sh,min}$$

$$1.43 \text{ cm}^2 \geq 1.32 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_{sh,min}: Valor máximo de A_{sh1} , A_{sh2} .

$$A_{sh,min} : \underline{1.32} \text{ cm}^2$$

$$A_{sh1} = 0.3 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \cdot \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$A_{sh1} : \underline{1.32} \text{ cm}^2$$

$$A_{sh2} = 0.09 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}}$$

$$A_{sh2} : \underline{0.47} \text{ cm}^2$$

Siendo:

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$s : \underline{50} \text{ mm}$$

b_c: Dimensión del núcleo confinado del elemento normal al refuerzo con área A_{sh} y esfuerzo de fluencia f_{yt} medida centro a centro del refuerzo de confinamiento.

$$b_c : \underline{210} \text{ mm}$$

f'_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f'_c : \underline{210.00} \text{ kp/cm}^2$$

f_{yt} : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

A_g : Área total de la sección de hormigón.

A_{ch} : Área del núcleo confinado medida al exterior del refuerzo de confinamiento.

$$f_{yt} : \frac{4200.00}{\text{kp/cm}^2}$$

$$A_g : \frac{1200.00}{\text{cm}^2}$$

$$A_{ch} : \frac{653.47}{\text{cm}^2}$$

En el eje Y:

$$A_{sh} \geq A_{sh,min}$$

$$2.85 \text{ cm}^2 \geq 1.95 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$A_{sh,min}$: Valor máximo de A_{sh1} , A_{sh2} .

$$A_{sh,min} : \frac{1.95}{\text{cm}^2}$$

$$A_{sh1} = 0.3 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \cdot \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$A_{sh1} : \frac{1.95}{\text{cm}^2}$$

$$A_{sh2} = 0.09 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}}$$

$$A_{sh2} : \frac{0.70}{\text{cm}^2}$$

Siendo:

s : Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$s : \frac{50}{\text{mm}}$$

b_c : Dimensión del núcleo confinado del elemento normal al refuerzo con área A_{sh} y esfuerzo de fluencia f_{yt} medida centro a centro del refuerzo de confinamiento.

$$b_c : \frac{310}{\text{mm}}$$

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f'_c : \frac{210.00}{\text{kp/cm}^2}$$

f_{yt} : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \frac{4200.00}{\text{kp/cm}^2}$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \frac{1200.00}{\text{cm}^2}$$

A_{ch} : Área del núcleo confinado medida al exterior del refuerzo de confinamiento.

$$A_{ch} : \frac{653.47}{\text{cm}^2}$$

La separación del refuerzo transversal no debe exceder $s_{o,max}$ (Artículo 21.6.4.2):

$$s_o \leq s_{o,max}$$

$$50 \text{ mm} \leq 96 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{o,max}$: Valor mínimo de s_{o1} , s_{o2} , s_{o3} .

$$s_{o,max} : \frac{96}{\text{mm}}$$

$$s_{o1} = b_{min}/3$$

$$s_{o1} : \frac{100}{\text{mm}}$$

$$s_{o2} = 6 \cdot d_b$$

$$s_{o2} : \frac{96}{\text{mm}}$$

$$s_{o3} = 100$$

$$s_{o3} : \frac{100}{\text{mm}}$$

Siendo:

b_{min} : Menor dimensión del elemento sometido a compresión.
 d_b : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

b_{min} : 300.00 mm
 d_b : 15.9 mm

La distancia, centro a centro, transversal al eje del elemento, entre las ramas de estribos cerrados de confinamiento múltiples o entre las grapas suplementarias, h_x , no deben exceder 350 mm medidos centro a centro (Artículo 21.6.4.3):

En el eje X:

$h_x \leq 350$ mm

108 mm ≤ 350 mm ✓

Donde:

h_x : Espaciamiento máximo horizontal, medido centro a centro, entre ganchos suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento en todas las caras de la columna.

h_x : 108 mm

En el eje Y:

$h_x \leq 350$ mm

210 mm ≤ 350 mm ✓

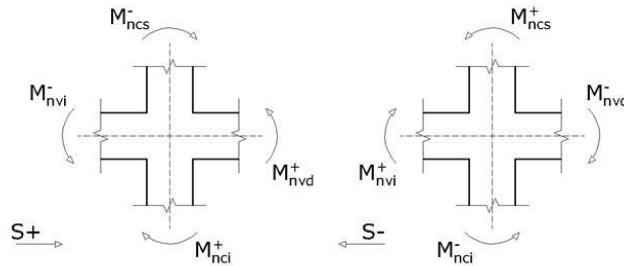
Donde:

h_x : Espaciamiento máximo horizontal, medido centro a centro, entre ganchos suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento en todas las caras de la columna.

h_x : 210 mm

Resistencia mínima a flexión de columnas. (NTE-E.060)

Las resistencias a flexión de las columnas en las caras de los nudos deben satisfacer la ecuación:



$\sum M_{nc} \geq 1,2 \cdot \sum M_{nv}$

25.94 t·m ≥ 24.47 t·m ✓

Donde:

M_{nc} : Suma de los momentos nominales a flexión de las columnas que llegan al nudo. La resistencia a la flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial amplificada, consistente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que conduzca a la resistencia a la flexión más baja.

Para este caso, resulta más desfavorable el esfuerzo axil mínimo: $N_d = 1.50$.

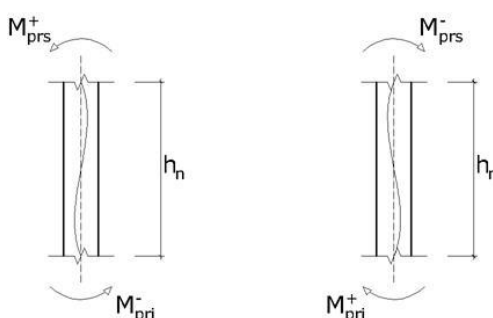
M_{nv} : Suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo.

Dirección y sentido de la acción sísmica	Sismo X		Sismo Y	
	S+	S-	S+	S-
M_{nc} (t·m)	25.94	25.94	18.34	18.34
M_{nv} (t·m)	20.39	14.39	0.00	0.00
(*): pésimo	✓ *	✓	✓	✓

Requisitos de resistencia al cortante en columnas. (NTE-E.060)

La fuerza de cortante de diseño, V_u , se debe determinar considerando las máximas fuerzas que se puedan generar en las caras de los nudos en cada extremo del elemento. Estas fuerzas se deben determinar usando las resistencias máximas probables en flexión, M_{pr} , en cada extremo del elemento, correspondientes al rango de cargas axiales amplificadas, P_u , que actúan en él.

No es necesario que las fuerzas cortantes en el elemento sean mayores que aquellas determinadas a partir de la resistencia de los nudos, basada en M_{pr} de los elementos transversales que llegan al nudo.



Se debe satisfacer:

$$\phi \cdot V_n \geq V_u$$

Donde:

ϕ : Factor de reducción de resistencia

$$\phi : 0.85$$

V_n : Resistencia nominal a cortante.

V_u : Fuerza cortante de diseño, valor máximo entre V_{u1} , V_{u2} .

$$V_{u1} = \frac{M_{pri}^- + M_{prs}^+}{h_n}$$

$$V_{u2} = \frac{M_{pri}^+ + M_{prs}^-}{h_n}$$

Siendo:

h_n : Altura libre del elemento.

M_{pr} : Resistencia probable a la flexión del elemento.

$$M_{pr} = 1,25 \cdot M_n$$

Donde:

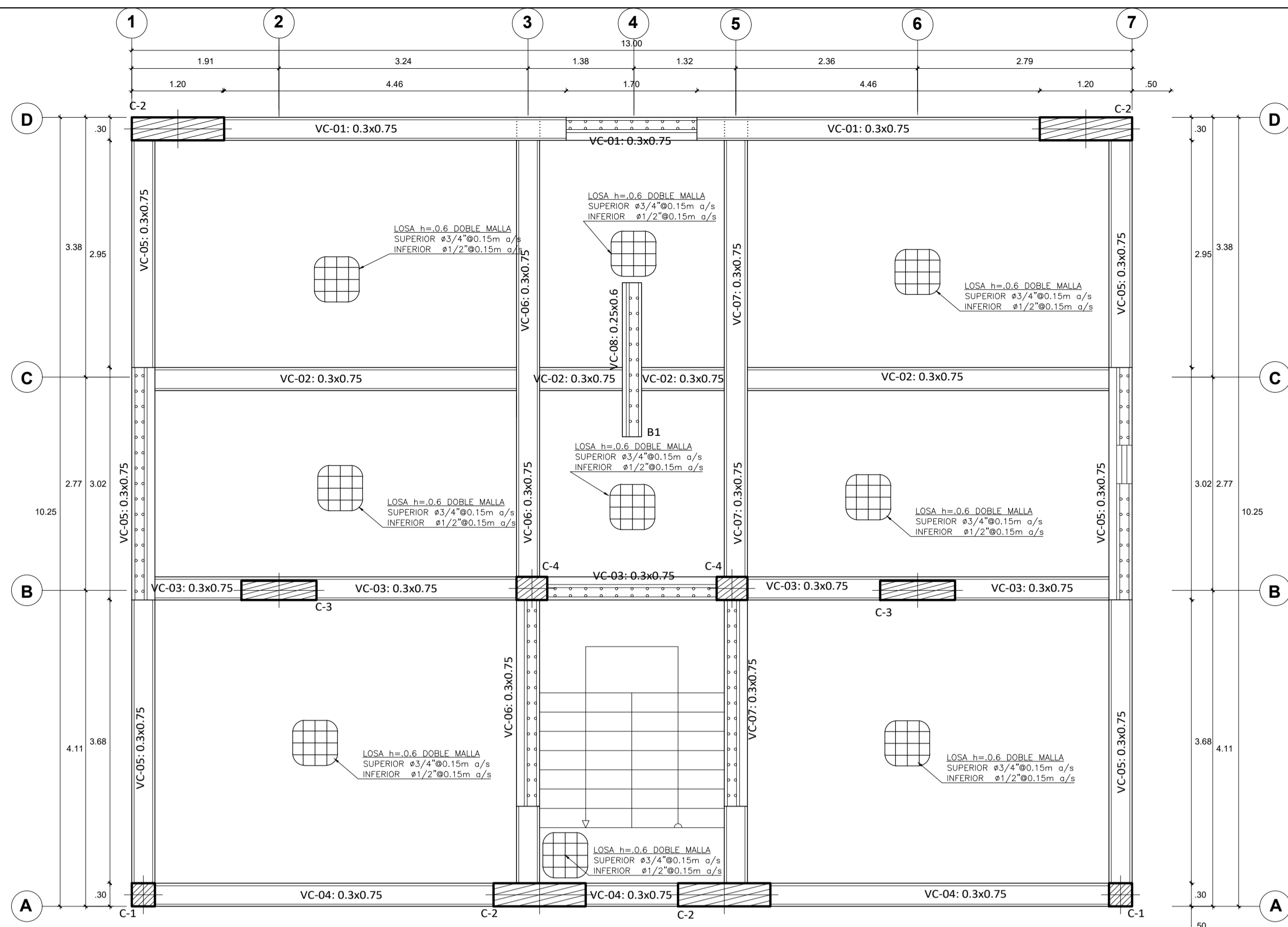
M_n : Resistencia nominal a la flexión del elemento.

	h_n (m)	M_{pri}^+ (t·m)	M_{pri}^- (t·m)	M_{prs}^+ (t·m)	M_{prs}^- (t·m)	V_{u1} (t)	V_{u2} (t)	V_u (t)	$\phi \cdot V_n$ (t)	
Cortante en el eje X	3.30	10.28	10.28	10.20	7.20	6.21	5.30	6.21	23.40	✓ *
Cortante en el eje Y	3.30	7.18	7.18	9.17	9.17	4.95	4.95	4.95	23.73	✓

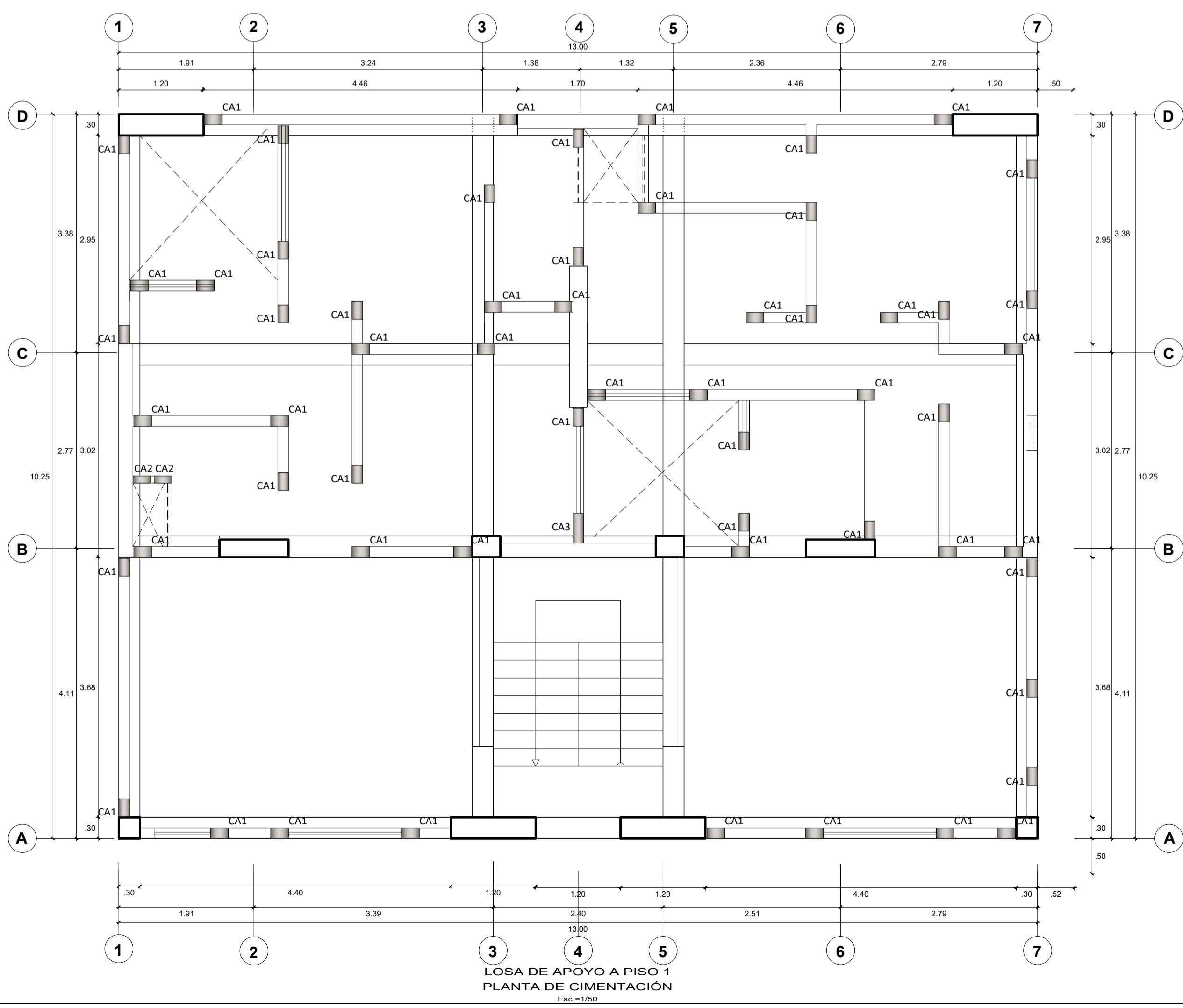
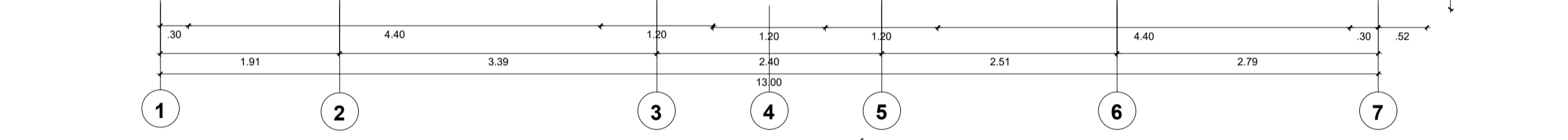
(*): pésimo

ANEXO N° 8:

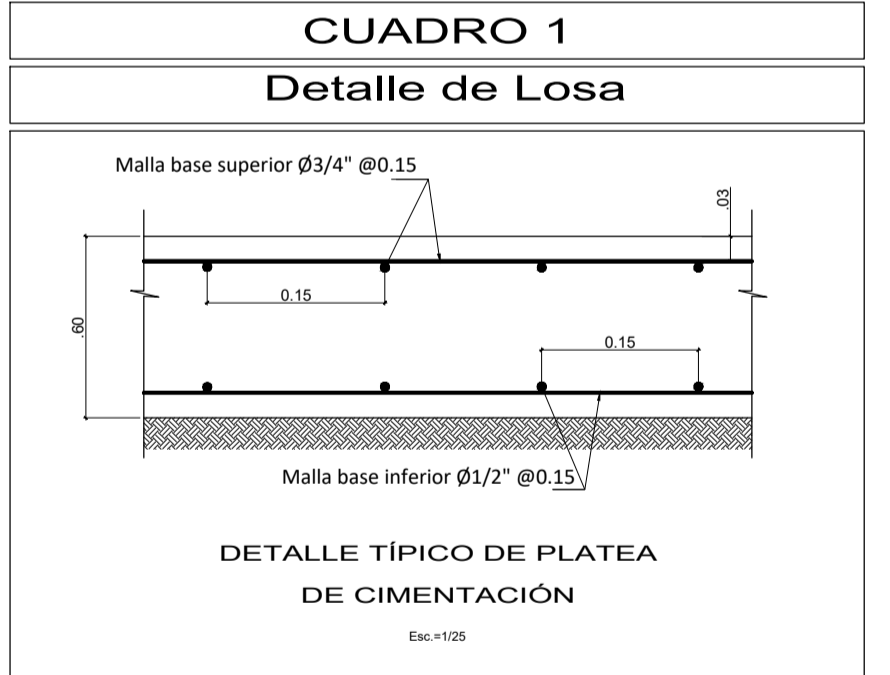
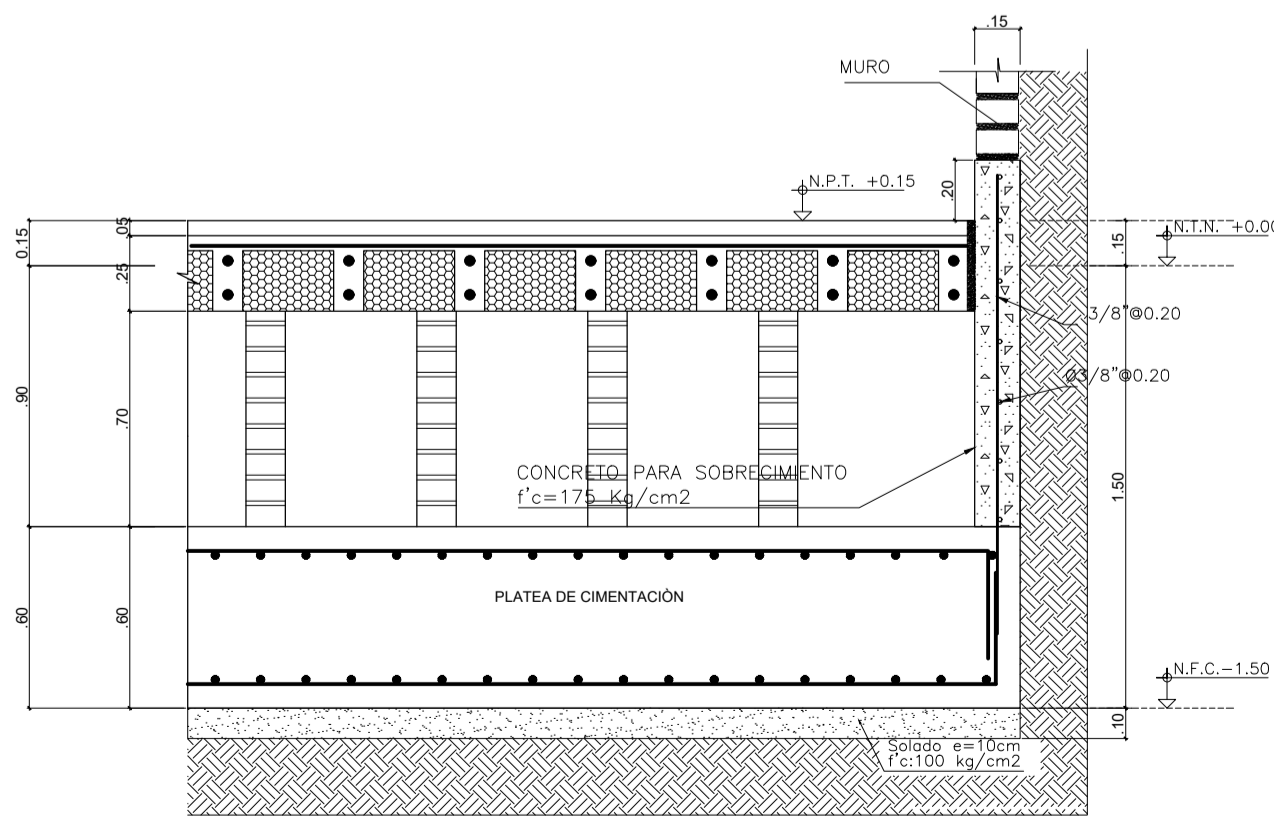
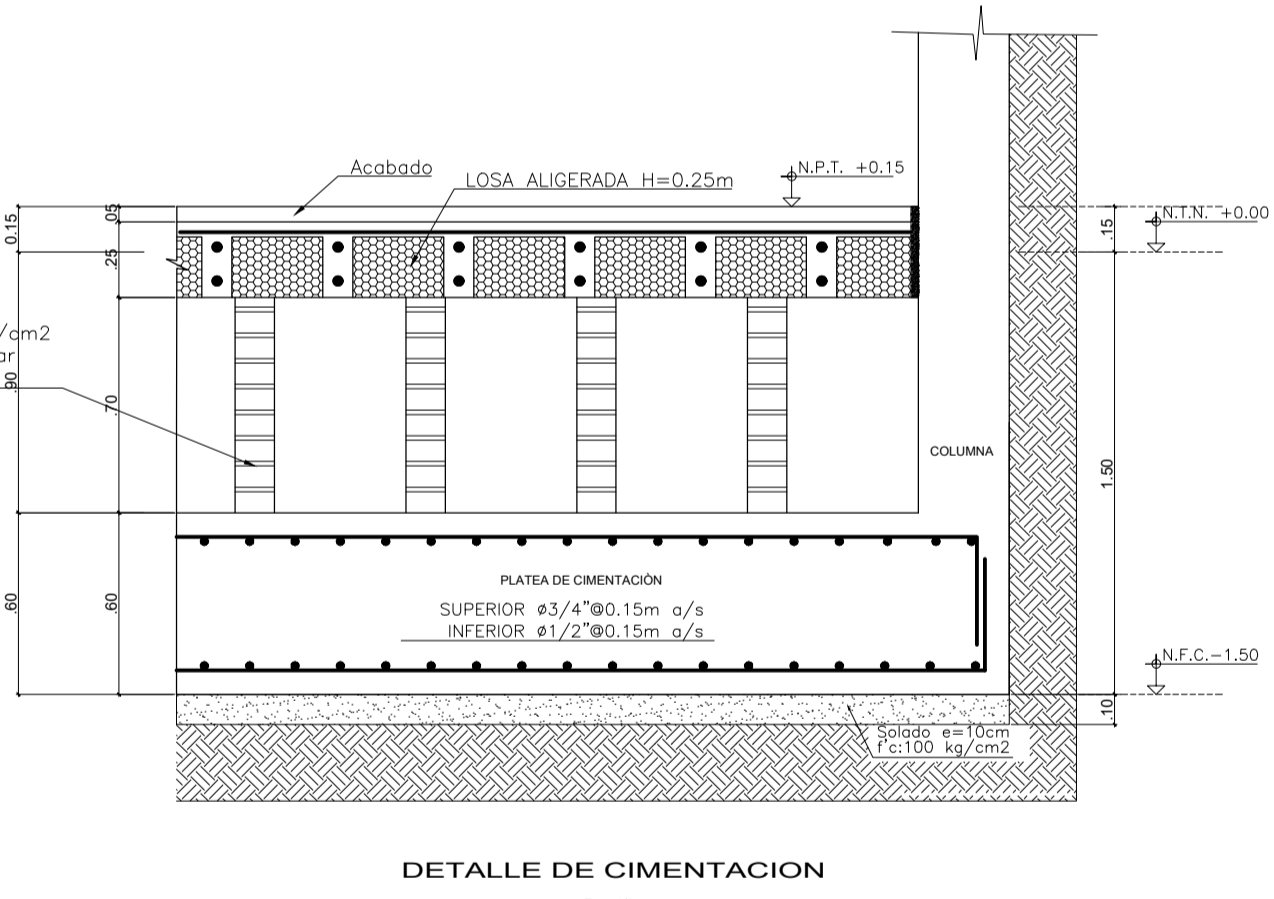
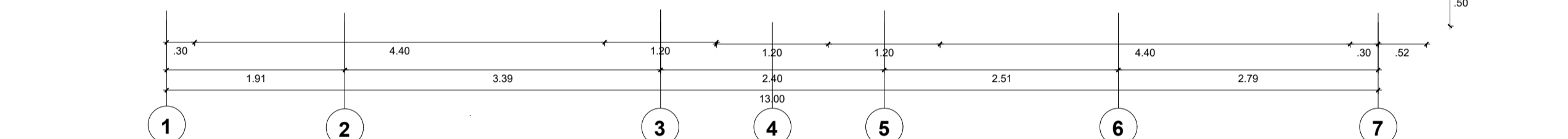
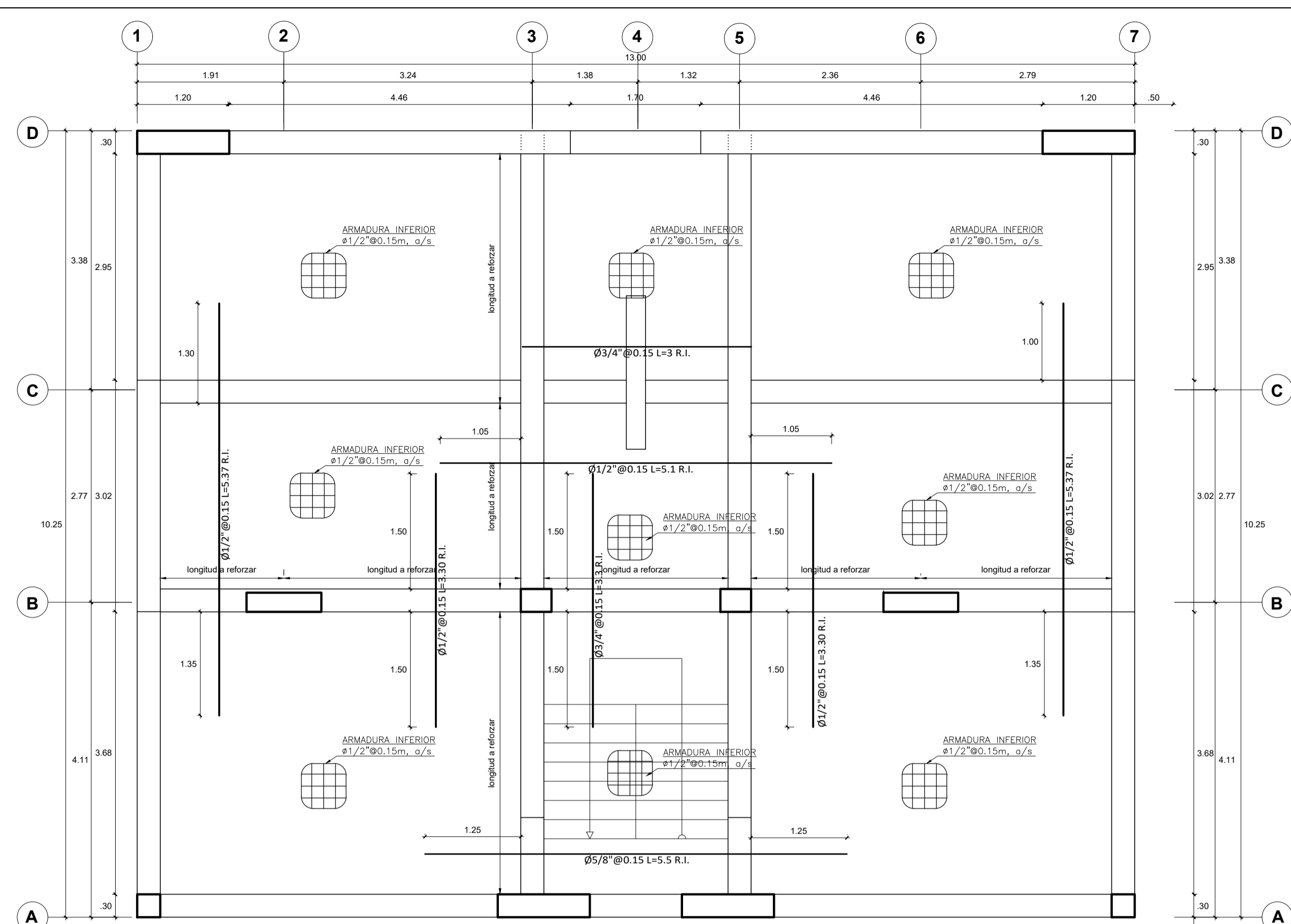
PLANOS DEL PROYECTO



Cimentación
 Replanteo
 Concreto: $f_c=280 \text{ Kg/cm}^2$
 Aceros en cimentación: Grado 60
 Armadura base en losas de cimentación
 Paños: L1, L9
 Superior: $\phi 3/4"$ cada 0.15 m Inferior: $\phi 1/2"$ cada 0.15 m



MURO DELADRILLO KK 18 HUECOS, SÓLIDO, $f_b=1800 \text{ kg/cm}^2$
 Aparejo de soga, cada 1 m en el sentido perpendicular a los nervios de la losa aligerada.



NOMENCLATURA TÍPICA

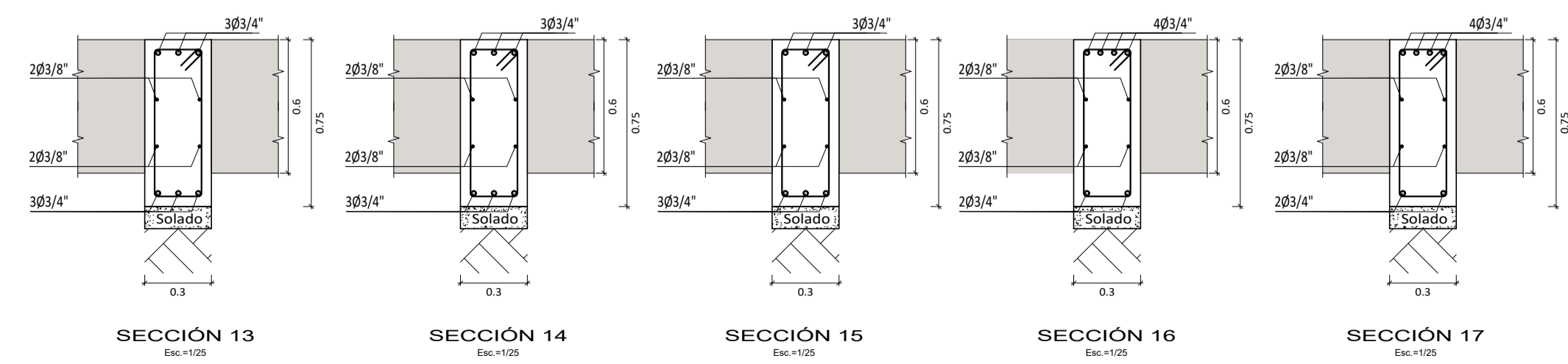
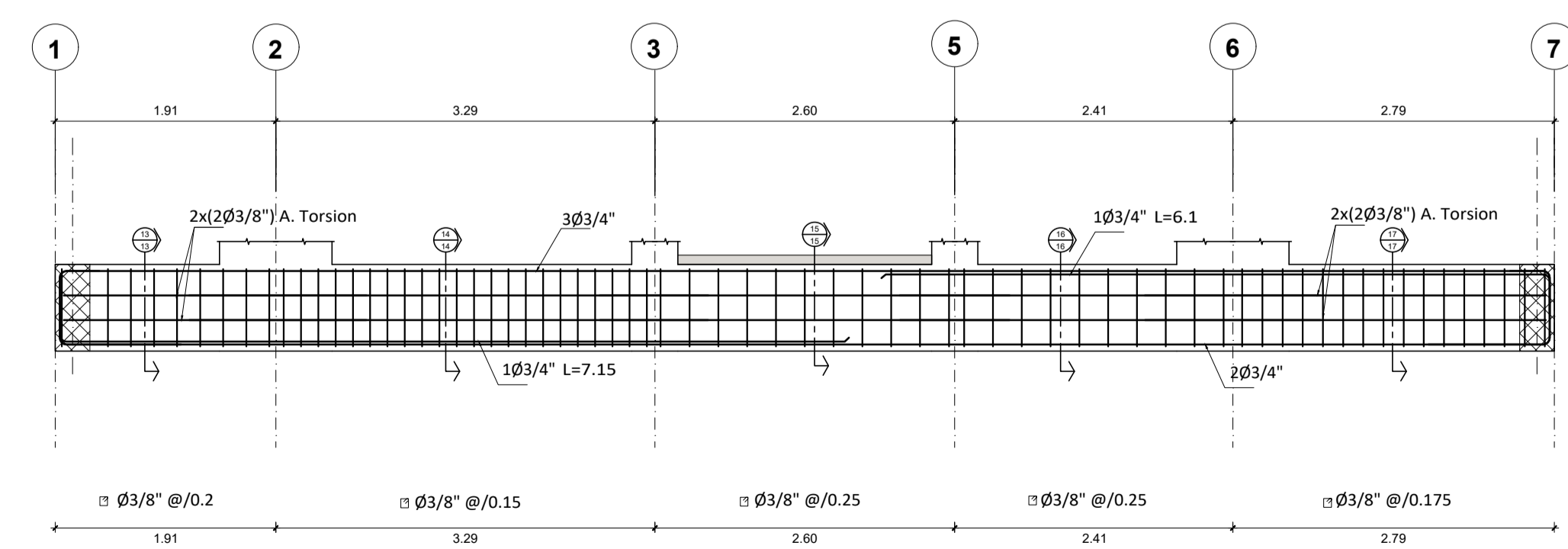
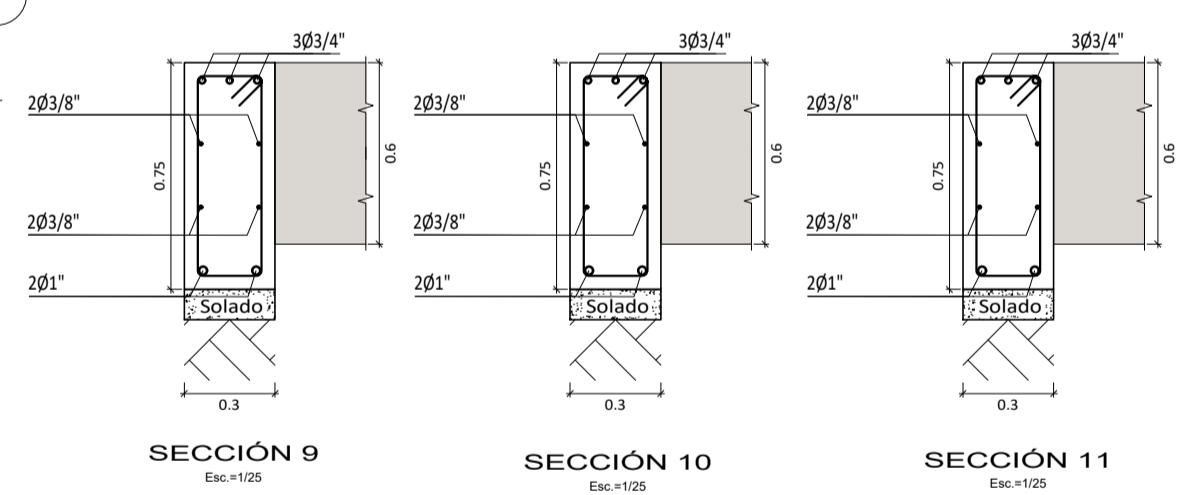
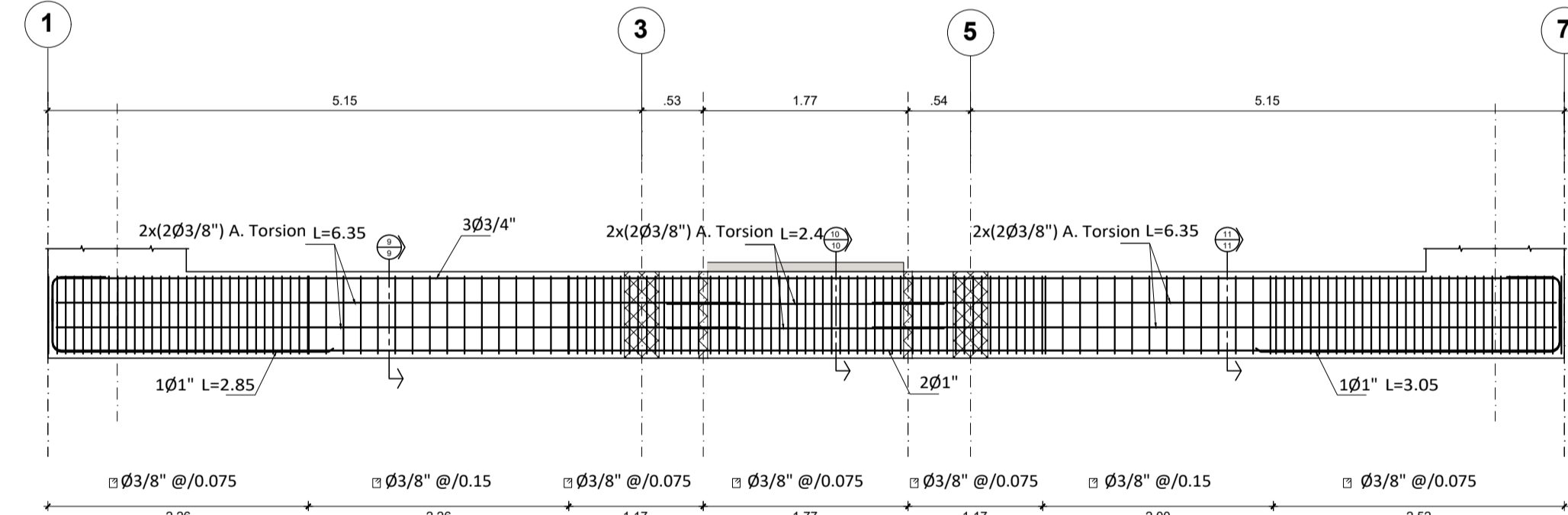
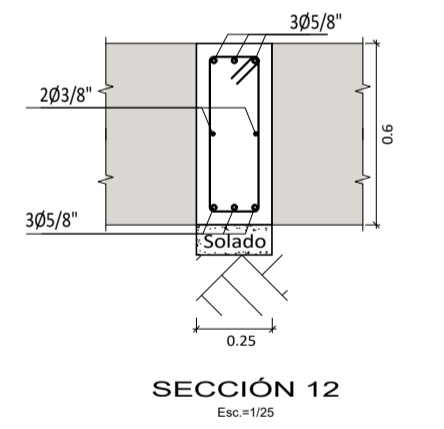
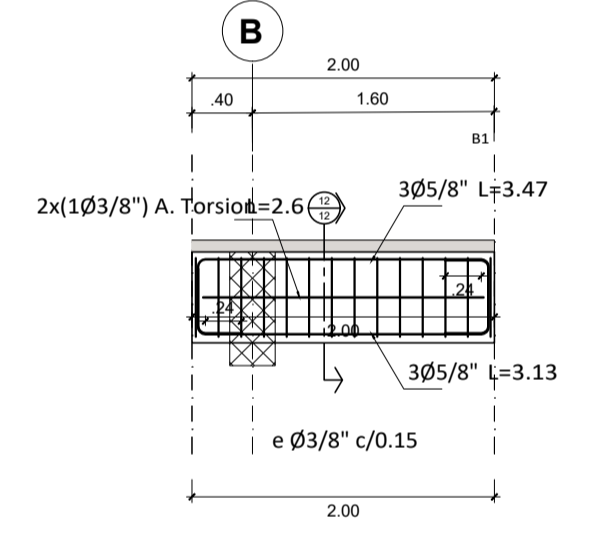
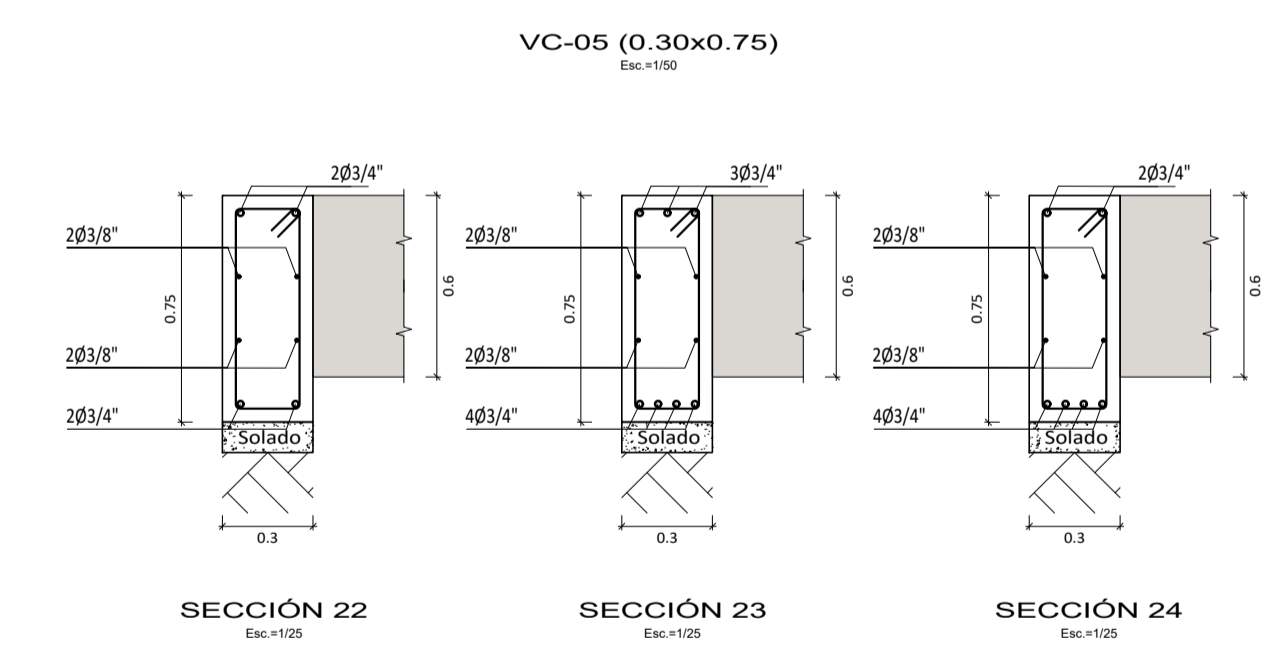
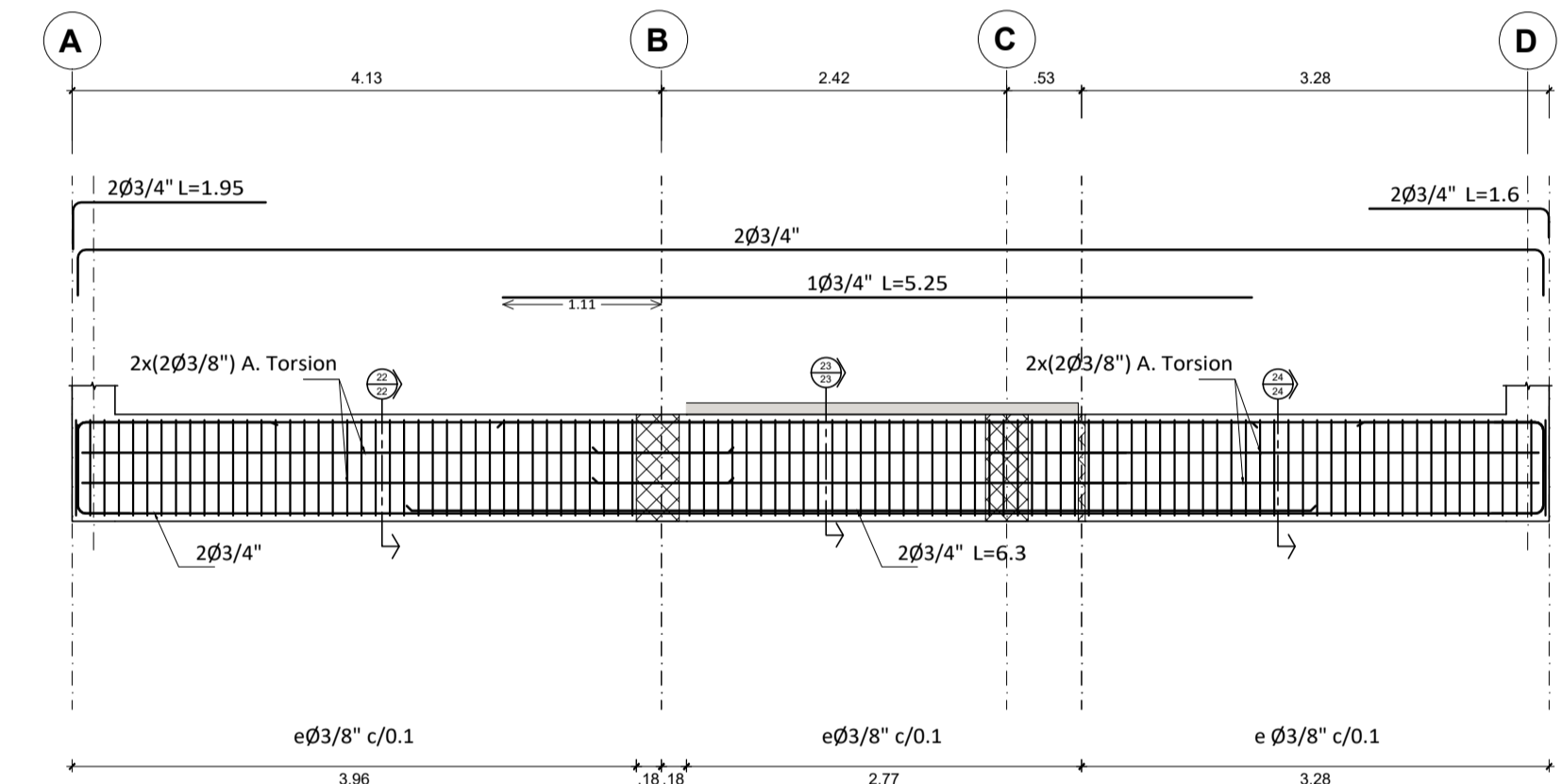
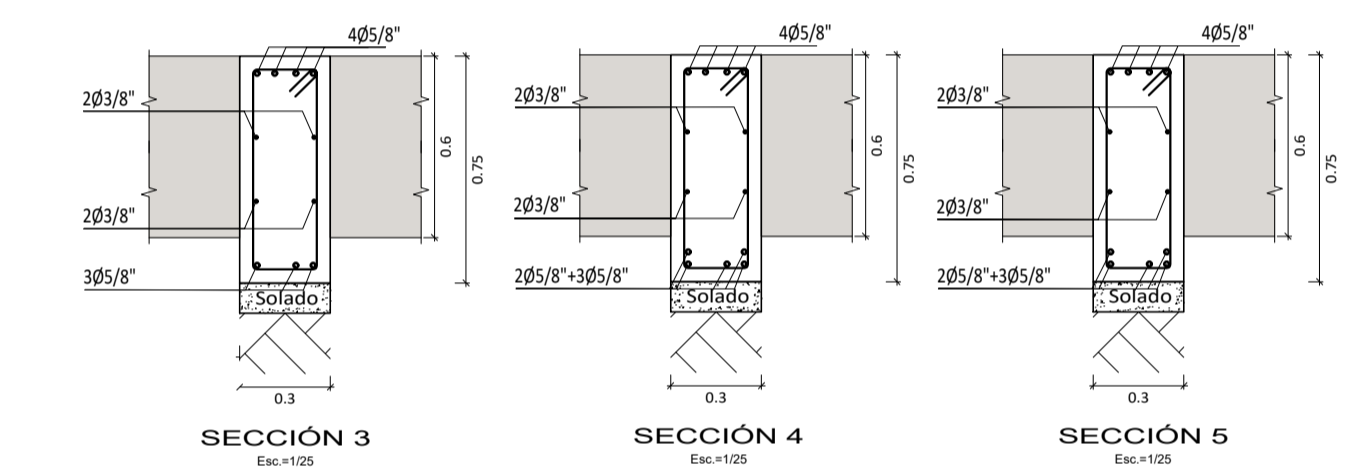
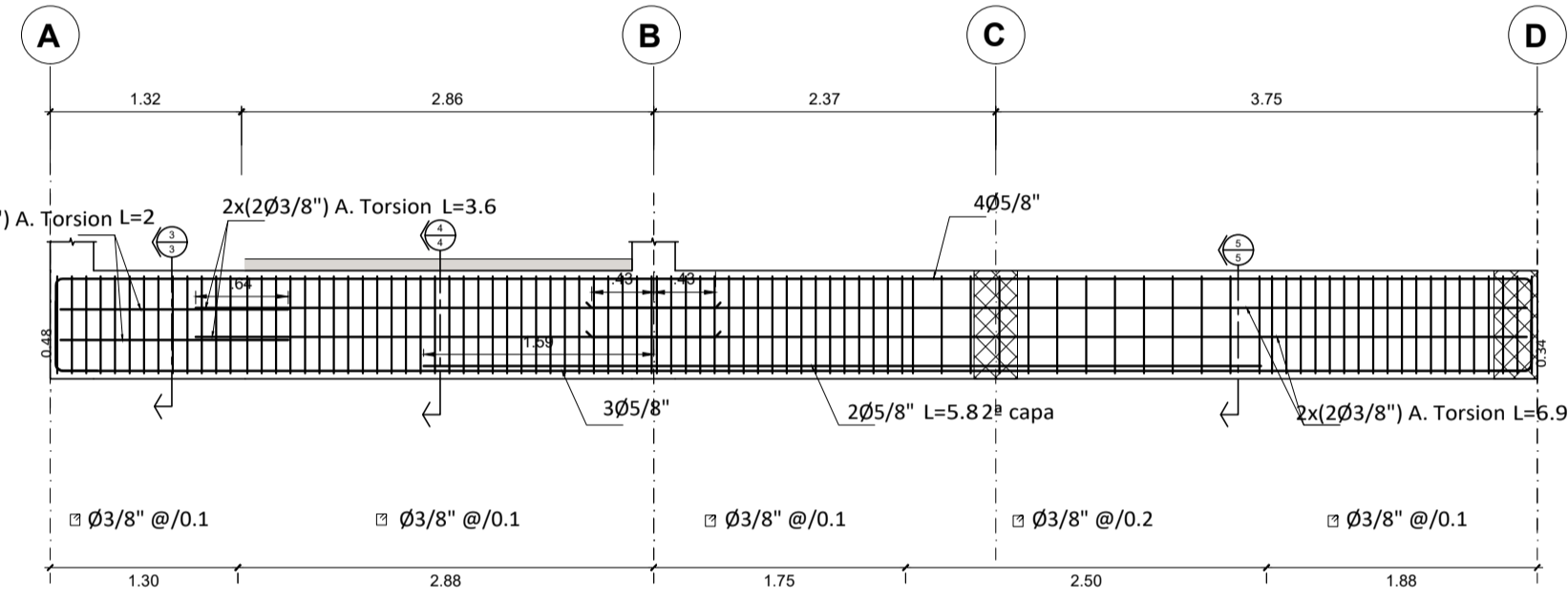
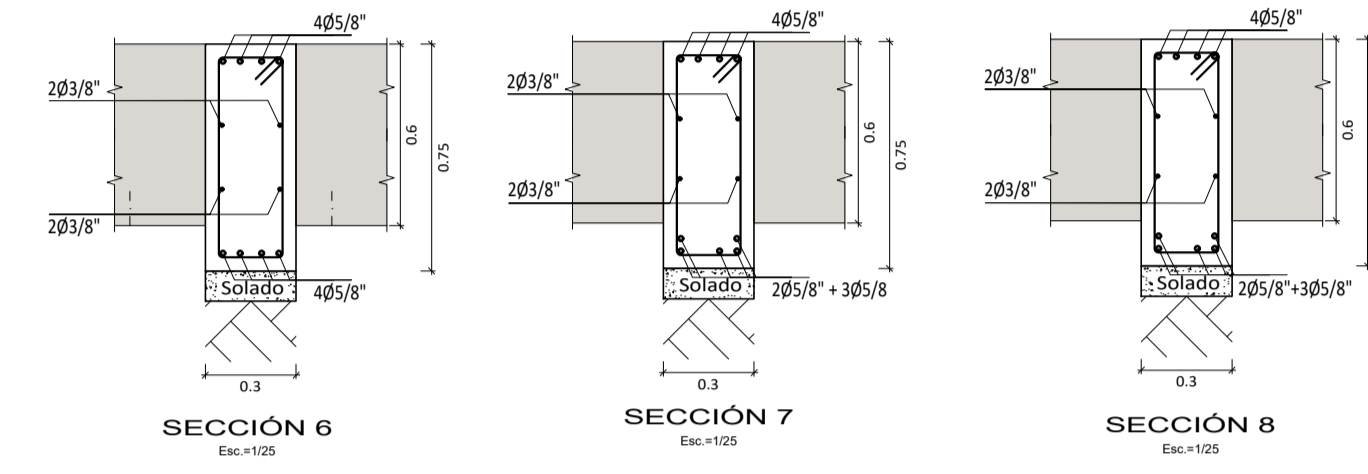
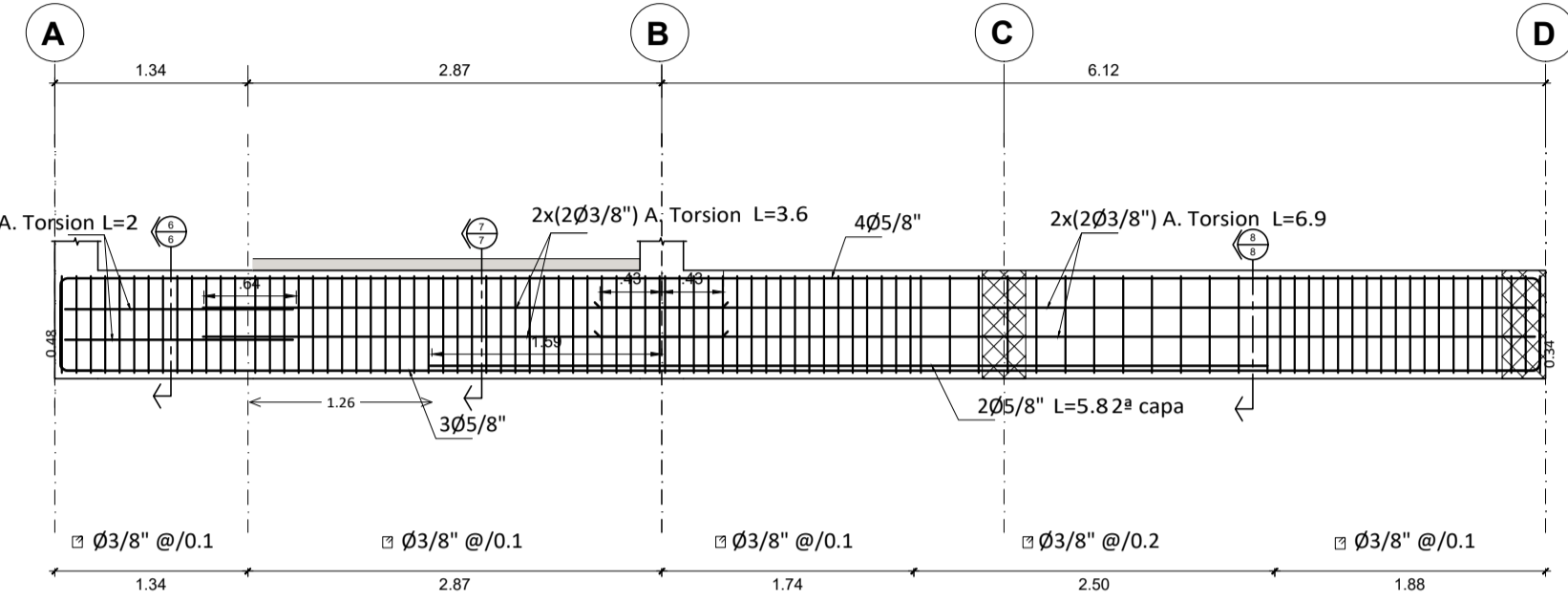
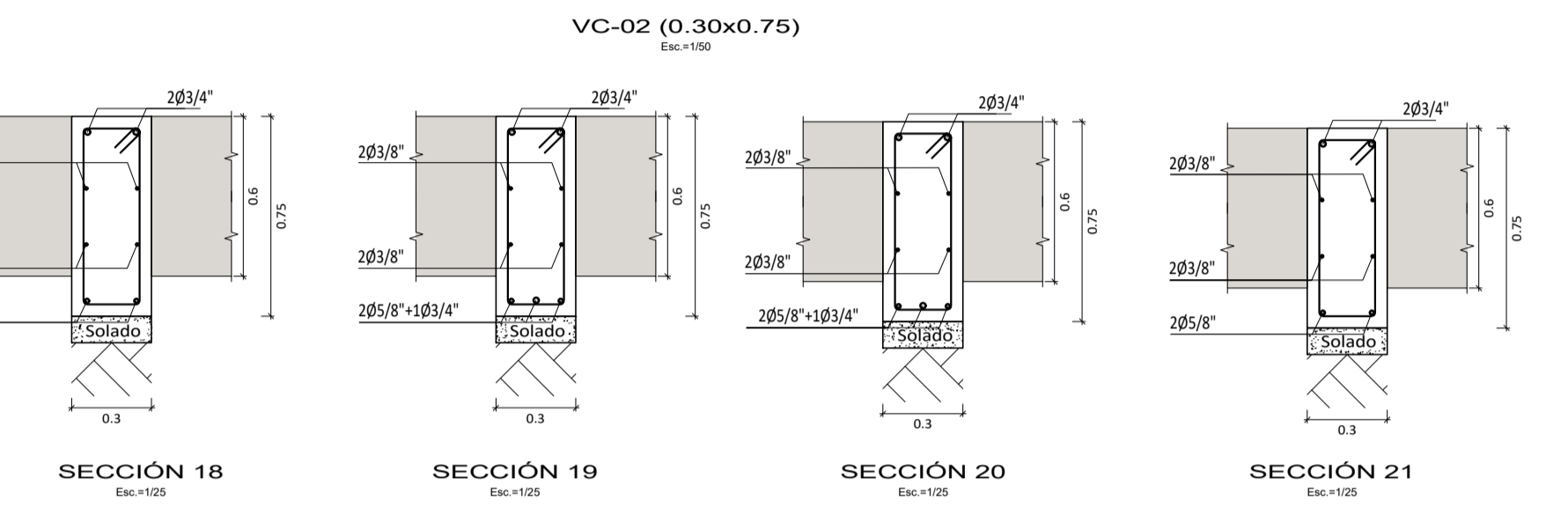
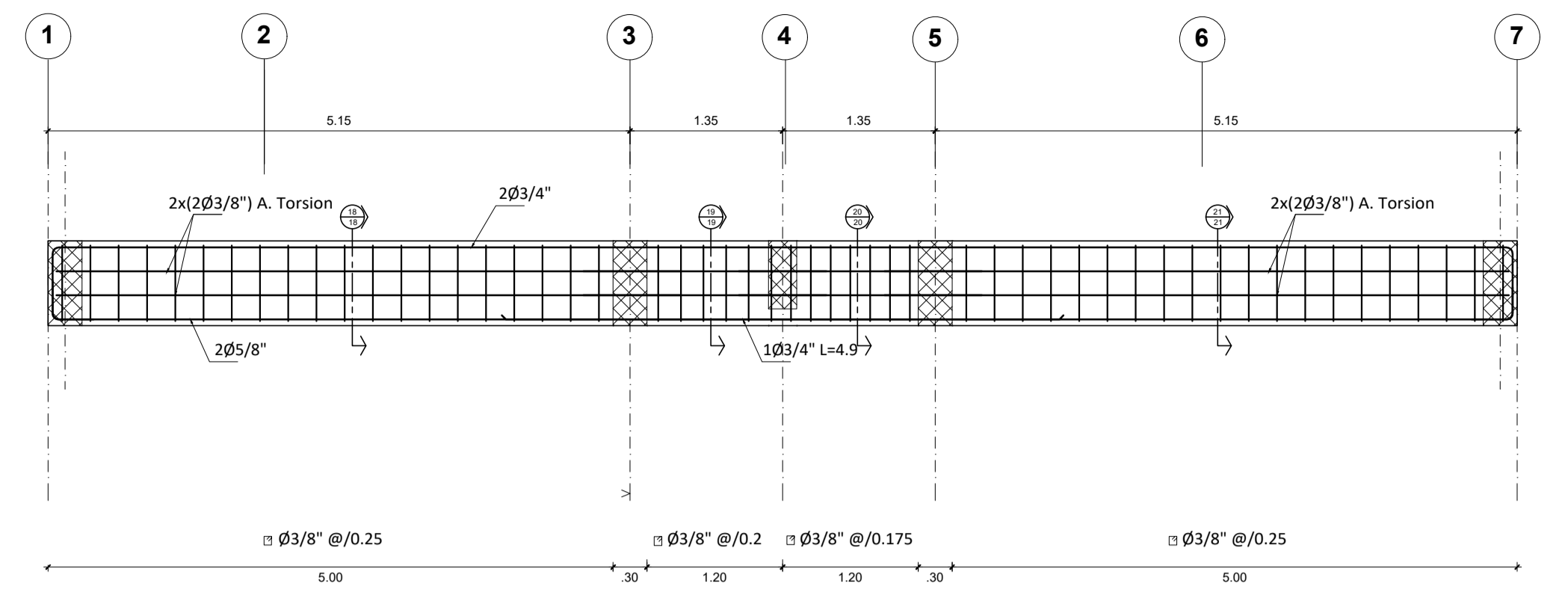
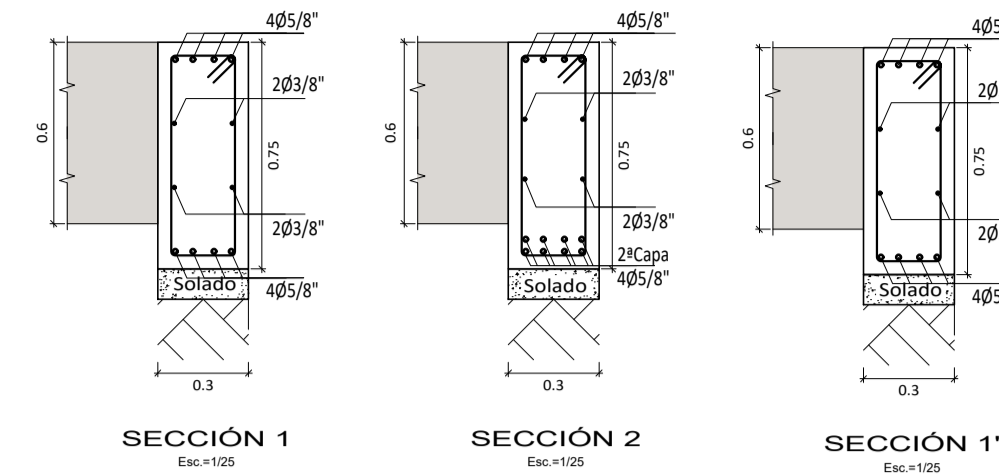
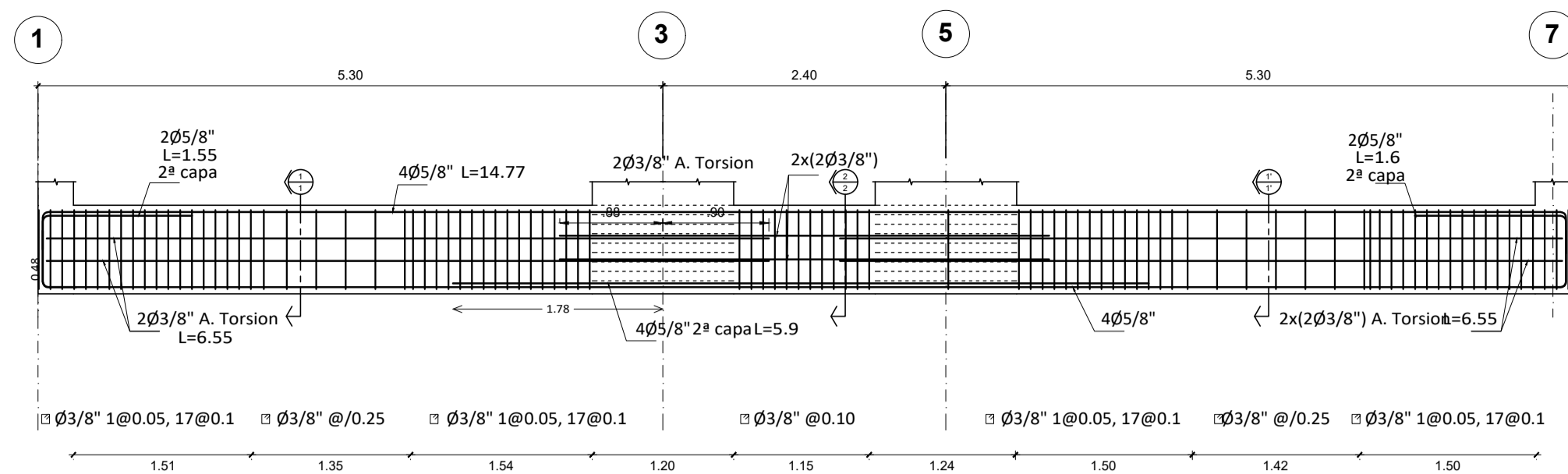
VC - 01 : 30x60
SECCIÓN
NUMERACION
VIGA

UCV UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

TESIS: **DISEÑO CON CYPCAD PARA LA GESTIÓN ESTRATÉGICA DE PROYECTOS EN EDIFICACIONES.**

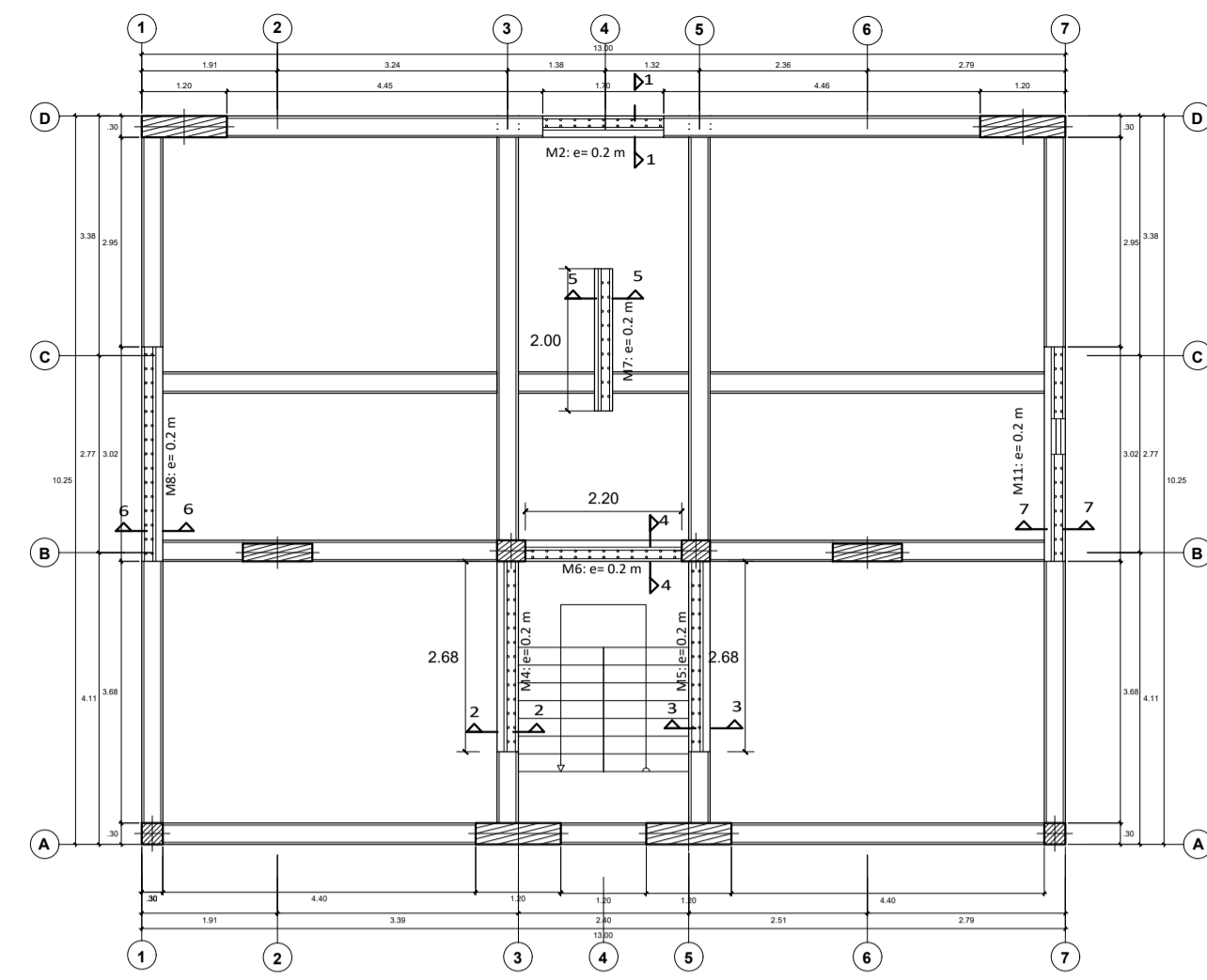
PLANO: CIMENTACIÓN GENERAL	LÁMINA Nº:
DISTRITO: PIMENTEL	ASESOR: Dr. Ing. Walter Antonio Campos Ugaz.
PROVINCIA: CHICLAYO	RESPONSABLE: Bach. Saavedra Larreátegui Juan Carlos.
DEPARTAMENTO: LAMBAYEQUE	DIBUJO: SLJC
FECHA: 2016	ESCALA: INDICADA

E-01

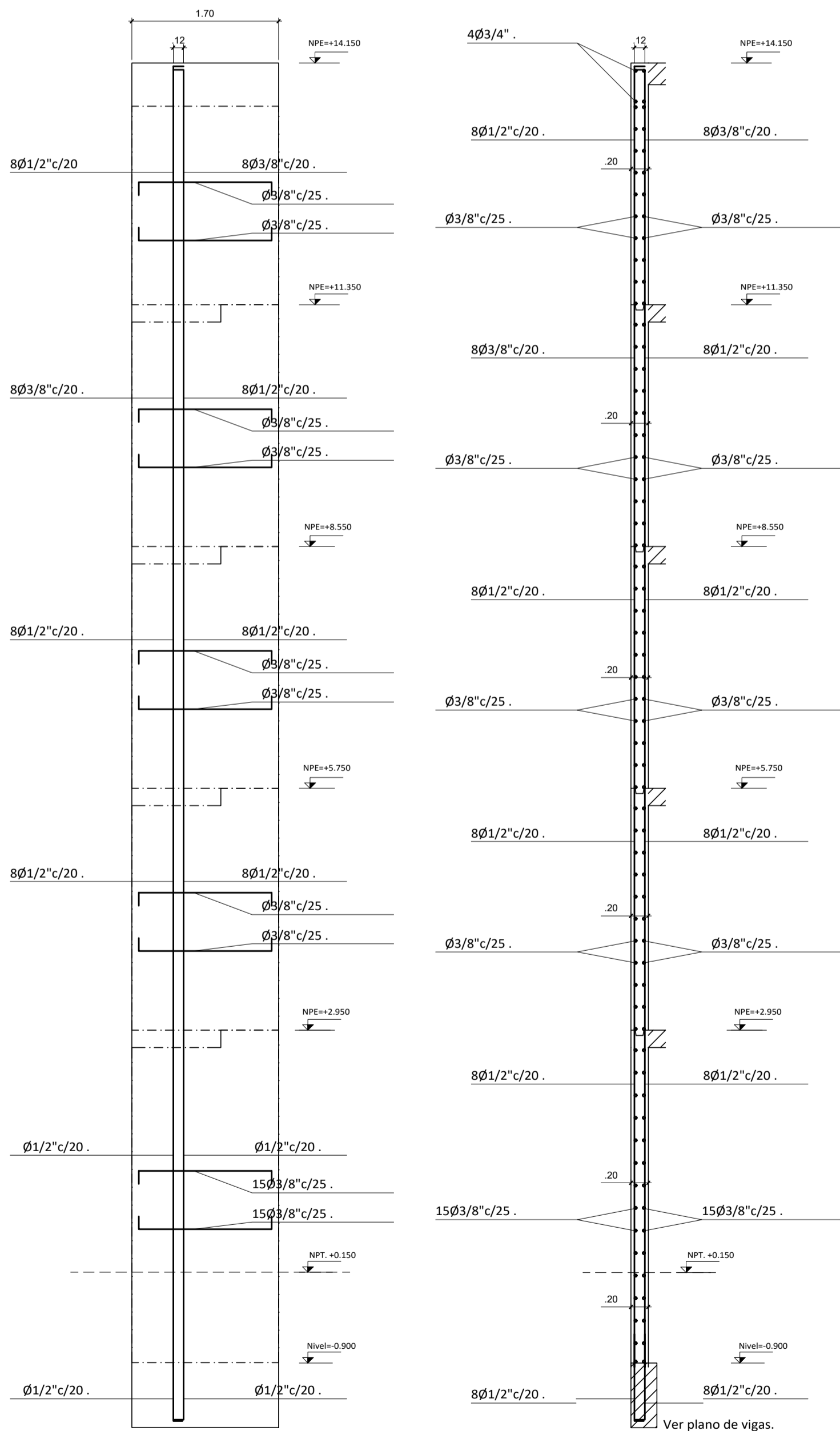


NOTAS:
 TODOS LOS DATOS RELATIVOS A LA GEOMETRÍA DE ESTE PROYECTO (COTAS, HUECOS, NIVELES, ETC.) SE VERIFICARÁN CON LOS PLANOS DE ARQUITECTURA.
 EN CASO DE CONTRADICCIÓN ENTRE PLANOS DE ESTRUCTURA Y ARQUITECTURA, PREVALECIERAN LOS PLANOS DE ESTRUCTURA.
 LOS HUECOS EN EL FORLADO SE RESOLVERÁN CONFORME A PLANO DE DETALLES ESPECÍFICOS. EN CASO DE HUECOS NO PREVISTOS, SE CONSULTARÁ AL SUPERVISOR DE OBRA.
 SE EMPLEARÁ CONCRETO $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ Y ACERO GRADO 60 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ EN TODOS LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES, SALVO INDICACIÓN EN CONTRA.

UCV UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO		E-02
DISEÑO CON CYPCAD PARA LA GESTIÓN ESTRATÉGICA DE PROYECTOS EN EDIFICACIONES.		
PLANO:	CIMENTACIÓN: DESPIECE DE VIGAS	LÁMINA N°:
DISTRITO:	ASESOR: Dr.Ing'. Walter Antonio Campos Ugaz.	E-02
PROVINCIA:	RESPONSABLE: Bach. Saavedra Larreátegui Juan Carlos.	
DEPARTAMENTO:	DIBUJO: SLIC	FECHA: 2016
		ESCALA: INDICADA



PLANO MAESTRO
Escala: 1/100



M 2 PLANTAS 1 a 5 ELEVACION PRINCIPAL
Escala: 1/100

M 2 PLANTAS 1 a 5 SECCION 1-1
Escala: 1/100

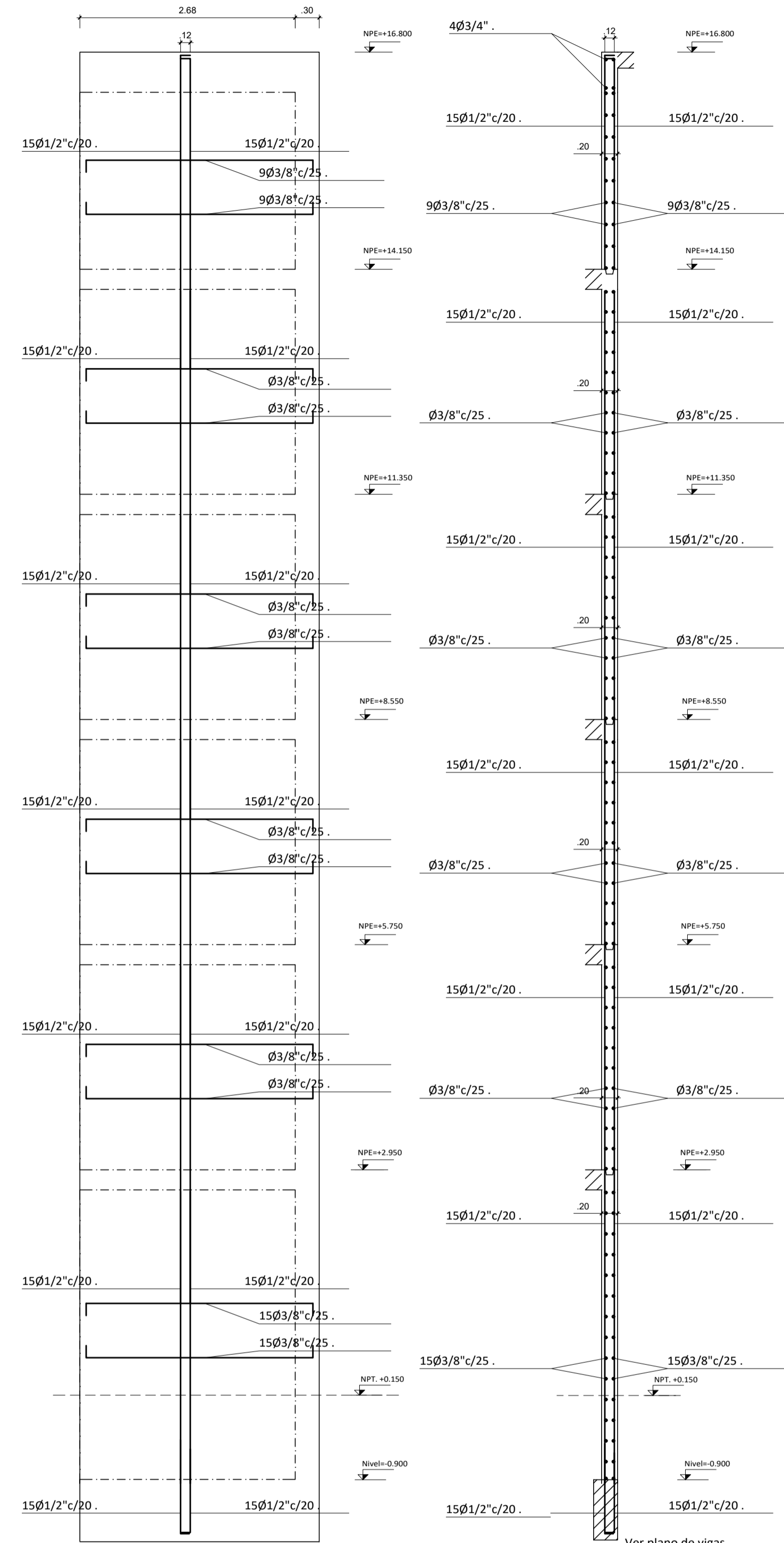
Muro M7 Planta 4
Transversales:
- Núm. Ramas: 1
- Diámetro: Ø3/8"
- Sep. Vertical: 15 cm
- Sep. Horizontal: 10 cm

Muro M7 Planta 3
Transversales:
- Núm. Ramas: 1
- Diámetro: Ø3/8"
- Sep. Vertical: 15 cm
- Sep. Horizontal: 10 cm

Muro M7 Planta 2
Transversales:
- Núm. Ramas: 1
- Diámetro: Ø3/8"
- Sep. Vertical: 15 cm
- Sep. Horizontal: 10 cm

Muro M7 Planta 1
Transversales:
- Núm. Ramas: 1
- Diámetro: Ø3/8"
- Sep. Vertical: 15 cm
- Sep. Horizontal: 10 cm

Muro M7 Planta 0
Transversales:
- Núm. Ramas: 1
- Diámetro: Ø3/8"
- Sep. Vertical: 15 cm
- Sep. Horizontal: 10 cm



M 4 PLANTAS 1 a 6 ELEVACION PRINCIPAL
Escala: 1/100

M 4 PLANTAS 1 a 6 SECCION 2-2
Escala: 1/100

Muro M4 Planta 5
Transversales:
- Núm. Ramas: 1
- Diámetro: Ø3/8"
- Sep. Vertical: 25 cm
- Sep. Horizontal: 20 cm

Muro M4 Planta 4
Transversales:
- Núm. Ramas: 1
- Diámetro: Ø3/8"
- Sep. Vertical: 25 cm
- Sep. Horizontal: 20 cm

Muro M4 Planta 3
Transversales:
- Núm. Ramas: 1
- Diámetro: Ø3/8"
- Sep. Vertical: 25 cm
- Sep. Horizontal: 20 cm

Muro M4 Planta 2
Transversales:
- Núm. Ramas: 1
- Diámetro: Ø3/8"
- Sep. Vertical: 25 cm
- Sep. Horizontal: 20 cm

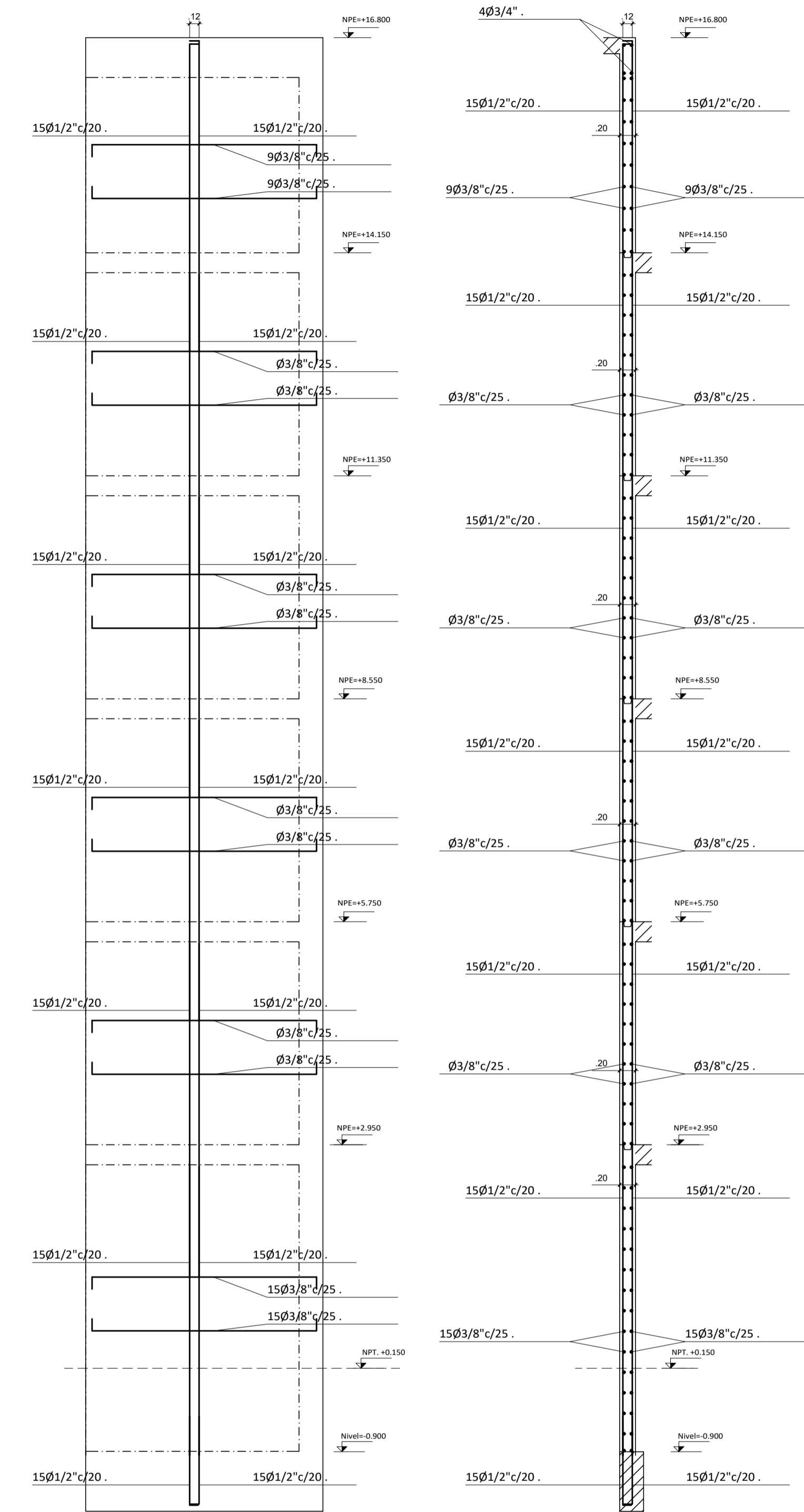
Muro M4 Planta 1
Transversales:
- Núm. Ramas: 1
- Diámetro: Ø3/8"
- Sep. Vertical: 25 cm
- Sep. Horizontal: 20 cm

Muro M4 Planta 0
Transversales:
- Núm. Ramas: 1
- Diámetro: Ø3/8"
- Sep. Vertical: 25 cm
- Sep. Horizontal: 20 cm

NOTAS:
TODOS LOS DATOS RELATIVOS A LA GEOMETRIA DE ESTE PROYECTO (COTAS, HUECOS, NIVELES, ETC.) SE VERIFICARAN CON LOS PLANOS DE ARQUITECTURA.
EN CASO DE CONTRADICION ENTRE PLANOS DE ESTRUCTURA Y ARQUITECTURA, PREVALECIERAN LOS DE ESTRUCTURA.
LOS HUECOS EN EL FORJADO SE RESOLVERAN CONFORME A PLANO DE DETALLES ESPECIFICADOS EN CASO DE HUECOS NO PREVISTOS, SE CONSULTARA AL SUPERVISOR DE OBRA.
SE EMPLEARA CONCRETO f_{cu} = 210 Kg/cm² Y ACERO GRADO 60 f_y = 4200 Kg/cm² EN TODOS LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES, SALVO INDICACION EXPRESA.

REGLAMENTO Y NORMAS UTILIZADAS
- Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Normas E-020, E-030, E-050, E-060 y E-070.

f_c = 210 Kg/cm²
f_y = 4200 Kg/cm²



M 5 PLANTAS 1 a 6 ELEVACION PRINCIPAL
Escala: 1/100

M 5 PLANTAS 1 a 6 SECCION 3-3
Escala: 1/100

Muro M5 Planta 5
Transversales:
- Núm. Ramas: 1
- Diámetro: Ø3/8"
- Sep. Vertical: 25 cm
- Sep. Horizontal: 20 cm

Muro M5 Planta 4
Transversales:
- Núm. Ramas: 1
- Diámetro: Ø3/8"
- Sep. Vertical: 25 cm
- Sep. Horizontal: 20 cm

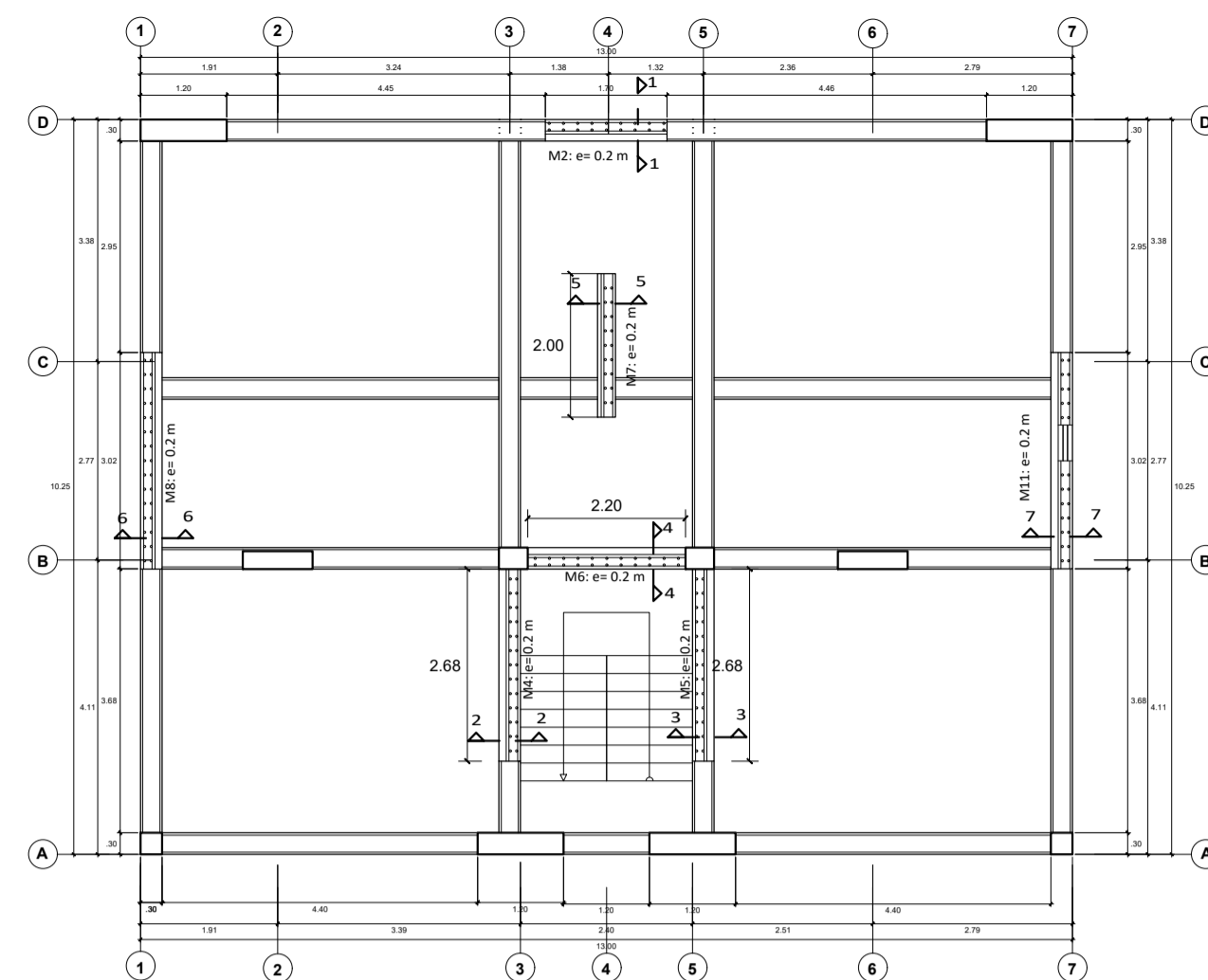
Muro M5 Planta 3
Transversales:
- Núm. Ramas: 1
- Diámetro: Ø3/8"
- Sep. Vertical: 25 cm
- Sep. Horizontal: 20 cm

Muro M5 Planta 2
Transversales:
- Núm. Ramas: 1
- Diámetro: Ø3/8"
- Sep. Vertical: 25 cm
- Sep. Horizontal: 20 cm

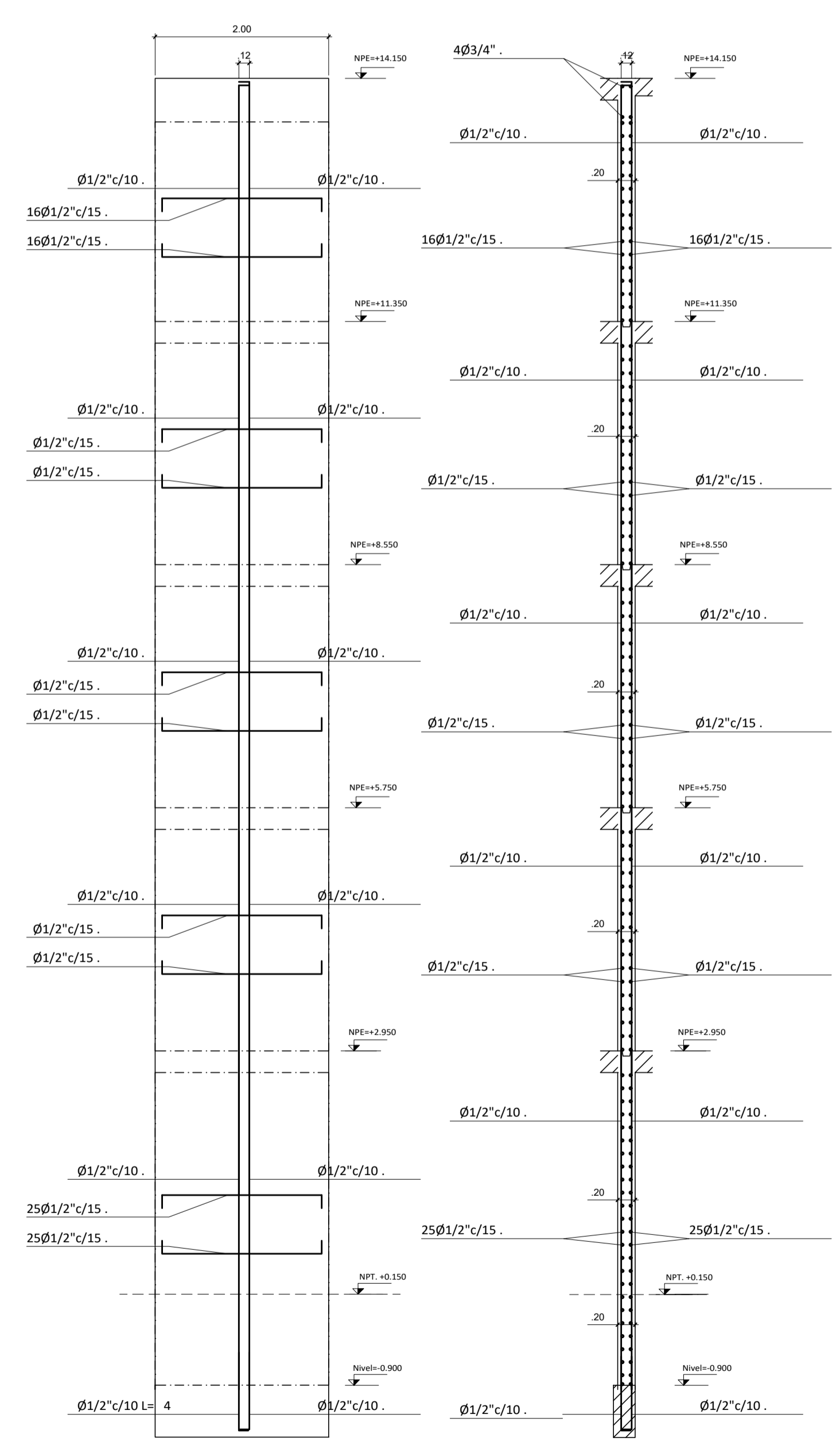
Muro M5 Planta 1
Transversales:
- Núm. Ramas: 1
- Diámetro: Ø3/8"
- Sep. Vertical: 25 cm
- Sep. Horizontal: 20 cm

Muro M5 Planta 0
Transversales:
- Núm. Ramas: 1
- Diámetro: Ø3/8"
- Sep. Vertical: 25 cm
- Sep. Horizontal: 20 cm

PLANO:	MUROS DE CONCRETO ARMADO : M-2-4-5	LAMINA N°:	E-03	
DISTRITO:	PIMENTEL	ASESOR:		Dr. Ing. Walter Antonio Campos Ugaz.
PROVINCIA:	CHICLAYO	RESPONSABLE:		Bach. Saavedra Larreátegui Juan Carlos.
DEPARTAMENTO:	LAMBAYEQUE	DIBUJO:		SLJC
		FECHA:		2016
		ESCALA:	INDICADA	

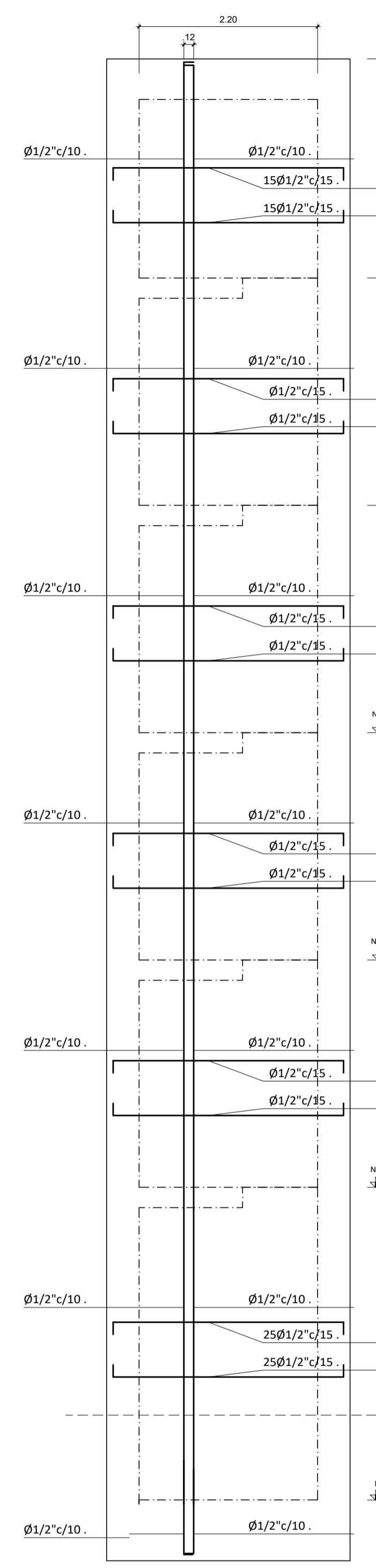


PLANO MAESTRO
Esc. = 1/100

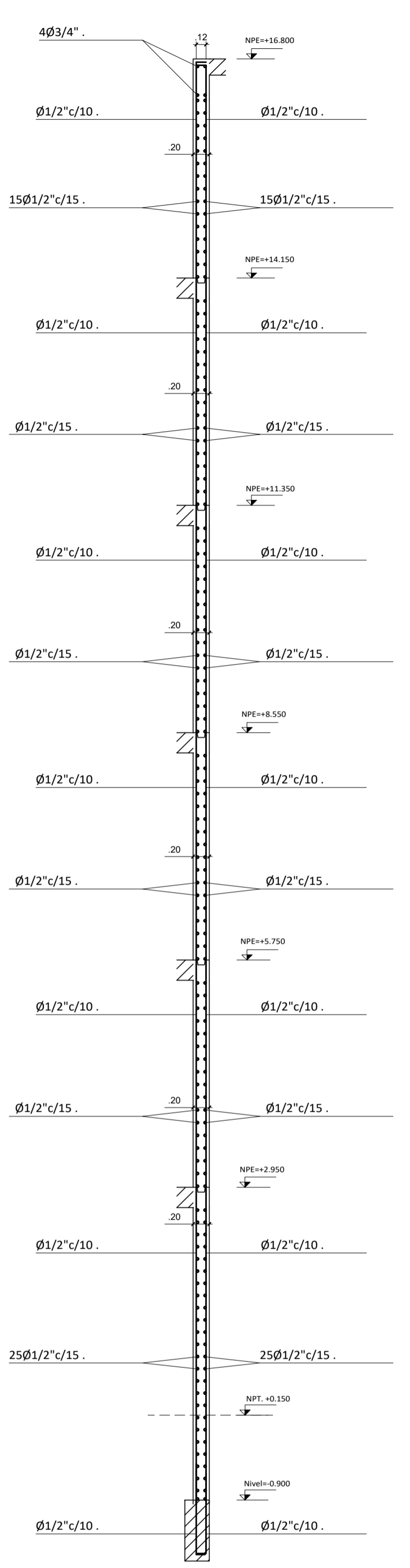


M 7 PLANTAS 1 a 5 ELEVACIÓN PRINCIPAL
Esc. = 1/50

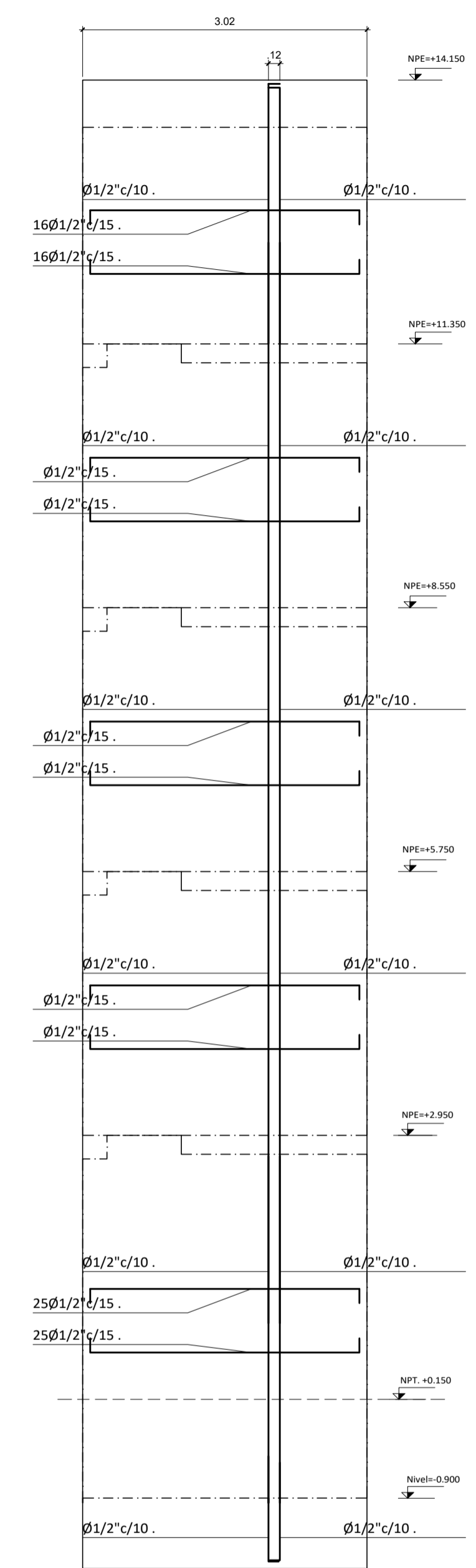
M 7 PLANTAS 1 a 5 SECCIÓN 5-5
Esc. = 1/50



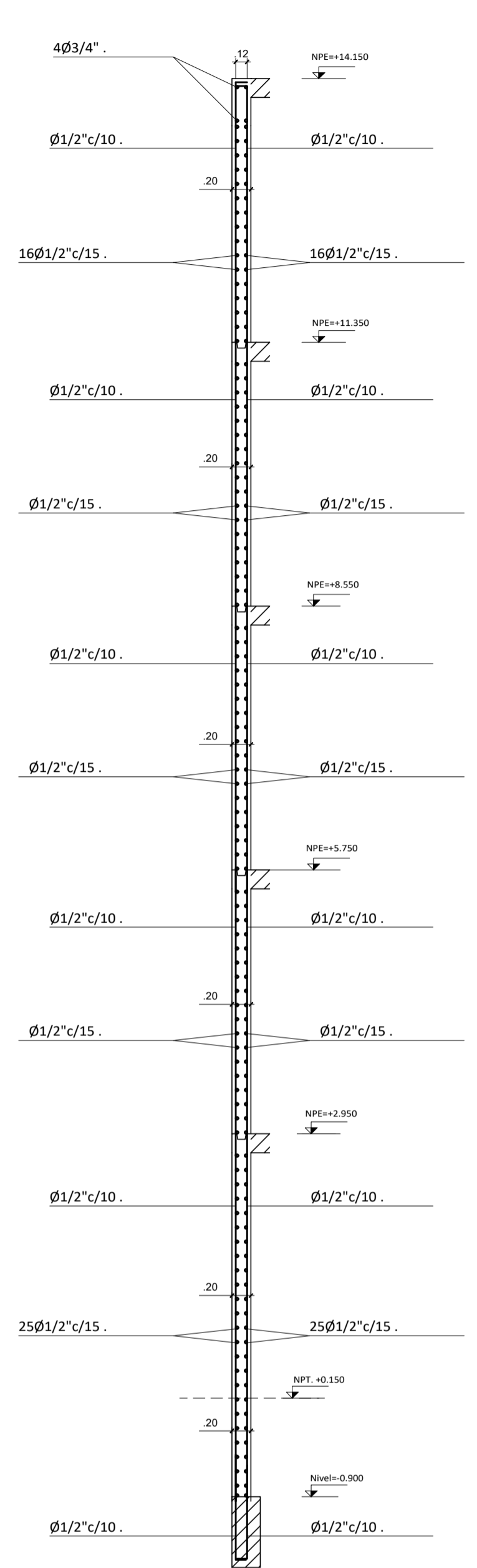
M 6 PLANTAS 1 a 6 ELEVACIÓN PRINCIPAL
Esc. = 1/50



M 6 PLANTAS 1 a 6 SECCIÓN 4-4
Esc. = 1/50



M 8 PLANTAS 1 a 5 ELEVACIÓN PRINCIPAL
Esc. = 1/50



M 8 PLANTAS 1 a 5 SECCIÓN 6-6
Esc. = 1/50

Muro M7 Planta 4
Transversales:
- Núm. Ramas: 1
- Diámetro: Ø3/8"
- Sep. Vertical: 15 cm
- Sep. Horizontal: 10 cm

Muro M7 Planta 3
Transversales:
- Núm. Ramas: 1
- Diámetro: Ø3/8"
- Sep. Vertical: 15 cm
- Sep. Horizontal: 10 cm

Muro M7 Planta 2
Transversales:
- Núm. Ramas: 1
- Diámetro: Ø3/8"
- Sep. Vertical: 15 cm
- Sep. Horizontal: 10 cm

Muro M7 Planta 1
Transversales:
- Núm. Ramas: 1
- Diámetro: Ø3/8"
- Sep. Vertical: 15 cm
- Sep. Horizontal: 10 cm

Muro M7 Planta 0
Transversales:
- Núm. Ramas: 1
- Diámetro: Ø3/8"
- Sep. Vertical: 15 cm
- Sep. Horizontal: 10 cm

Muro M6 Planta 5
Transversales:
- Núm. Ramas: 1
- Diámetro: Ø3/8"
- Sep. Vertical: 15 cm
- Sep. Horizontal: 10 cm

Muro M6 Planta 4
Transversales:
- Núm. Ramas: 1
- Diámetro: Ø3/8"
- Sep. Vertical: 15 cm
- Sep. Horizontal: 10 cm

Muro M6 Planta 3
Transversales:
- Núm. Ramas: 1
- Diámetro: Ø3/8"
- Sep. Vertical: 15 cm
- Sep. Horizontal: 10 cm

Muro M6 Planta 2
Transversales:
- Núm. Ramas: 1
- Diámetro: Ø3/8"
- Sep. Vertical: 15 cm
- Sep. Horizontal: 10 cm

Muro M6 Planta 1
Transversales:
- Núm. Ramas: 1
- Diámetro: Ø3/8"
- Sep. Vertical: 15 cm
- Sep. Horizontal: 10 cm

Muro M6 Planta 0
Transversales:
- Núm. Ramas: 1
- Diámetro: Ø3/8"
- Sep. Vertical: 15 cm
- Sep. Horizontal: 10 cm

Muro M8 Planta 4
Transversales:
- Núm. Ramas: 1
- Diámetro: Ø3/8"
- Sep. Vertical: 15 cm
- Sep. Horizontal: 10 cm

Muro M8 Planta 3
Transversales:
- Núm. Ramas: 1
- Diámetro: Ø3/8"
- Sep. Vertical: 15 cm
- Sep. Horizontal: 10 cm

Muro M8 Planta 2
Transversales:
- Núm. Ramas: 1
- Diámetro: Ø3/8"
- Sep. Vertical: 15 cm
- Sep. Horizontal: 10 cm

Muro M8 Planta 1
Transversales:
- Núm. Ramas: 1
- Diámetro: Ø3/8"
- Sep. Vertical: 15 cm
- Sep. Horizontal: 10 cm

Muro M8 Planta 0
Transversales:
- Núm. Ramas: 1
- Diámetro: Ø3/8"
- Sep. Vertical: 15 cm
- Sep. Horizontal: 10 cm

NOTAS:
TODOS LOS DATOS RELATIVOS A LA GEOMETRÍA DE ESTE PROYECTO (COTAS, HUECOS, NIVELES, ETC.) SE VERIFICARÁN CON LOS PLANOS DE ARQUITECTURA.
EN CASO DE CONTRADICCIÓN ENTRE PLANOS DE ESTRUCTURA Y ARQUITECTURA, PREVALECIERAN LOS DE ESTRUCTURA.
LOS HUECOS EN EL FORJADO SE RESOLVERÁN CONFORME A PLANO DE DETALLES ESPECÍFICOS. EN CASO DE HUECOS NO PREVISTOS, SE CONSULTARÁ AL SUPERVISOR DE OBRA.
SE EMPLEARÁ CONCRETO f'c = 210 Kg/cm² Y ACERO GRADO 60 fy = 4200 Kg/cm² EN TODOS LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES, SALVO INDICACIÓN EXPRESA.

REGLAMENTO Y NORMAS UTILIZADAS
- Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Normas E-020, E-030, E-050, E-060 y E-070.

f'c = 210 Kg/cm²
fy = 4200 Kg/cm²

UCV UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

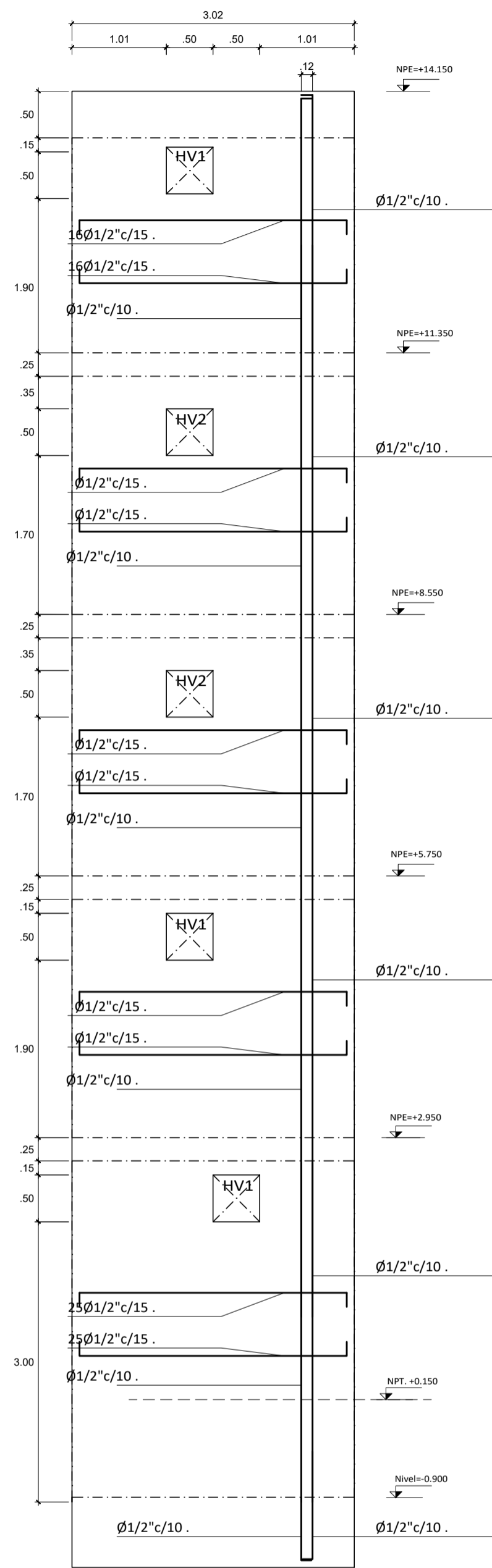
TESIS: **DISEÑO CON CYPCAD PARA LA GESTIÓN ESTRATÉGICA DE PROYECTOS EN EDIFICACIONES.**

PLANO: MUROS DE CONCRETO ARMADO : M-6-7-8 LÁMINA Nº: **E-04**

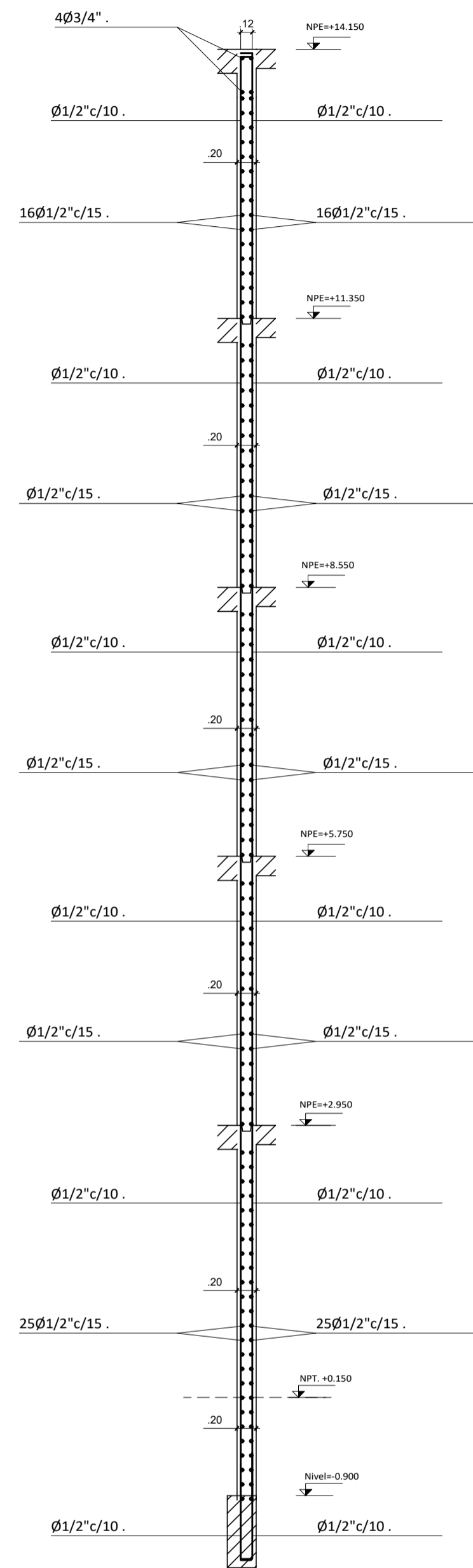
DISTRITO: PIMENTEL ASESOR: Dr. Ing. Walter Antonio Campos Ugaz

PROVINCIA: CHICLAYO RESPONSABLE: Bach. Saavedra Larreátegui Juan Carlos.

DEPARTAMENTO: LAMBAYEQUE DIBUJO: SLJC FECHA: 2016 ESCALA: INDICADA



M 11
PLANTAS 1 a 5
ELEVACIÓN PRINCIPAL
Escala = 1/50



M 11
PLANTAS 1 a 5
SECCIÓN 7-7
Escala = 1/50

Muro M11 Planta 4
Transversales:
- Núm. Ramas: 1
- Diámetro: Ø3/8"
- Sep. Vertical: 15 cm
- Sep. Horizontal: 10 cm

Muro M11 Planta 3
Transversales:
- Núm. Ramas: 1
- Diámetro: Ø3/8"
- Sep. Vertical: 15 cm
- Sep. Horizontal: 10 cm

Muro M11 Planta 2
Transversales:
- Núm. Ramas: 1
- Diámetro: Ø3/8"
- Sep. Vertical: 15 cm
- Sep. Horizontal: 10 cm

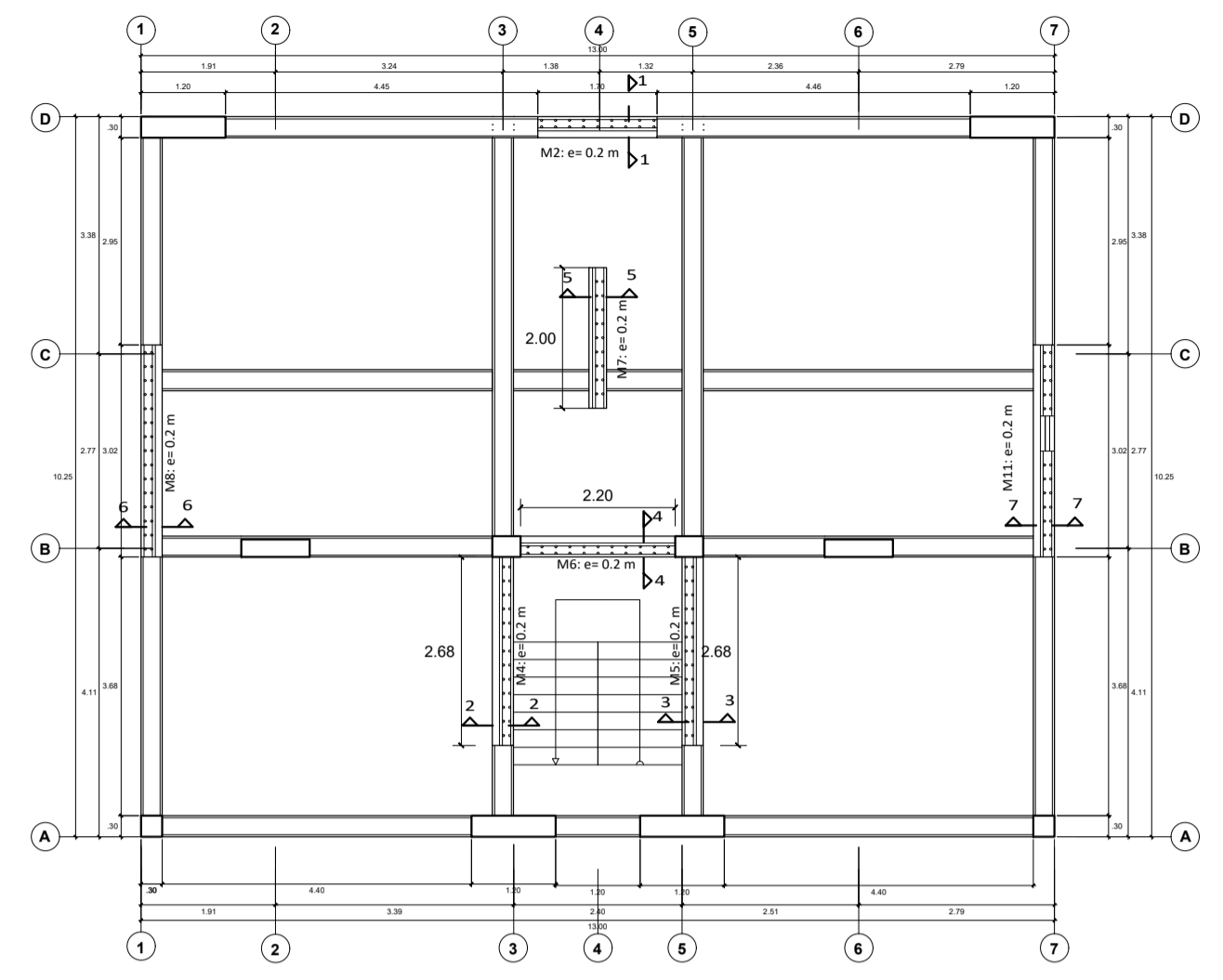
Muro M11 Planta 1
Transversales:
- Núm. Ramas: 1
- Diámetro: Ø3/8"
- Sep. Vertical: 15 cm
- Sep. Horizontal: 10 cm

Muro M11 Planta 0
Transversales:
- Núm. Ramas: 1
- Diámetro: Ø3/8"
- Sep. Vertical: 15 cm
- Sep. Horizontal: 10 cm

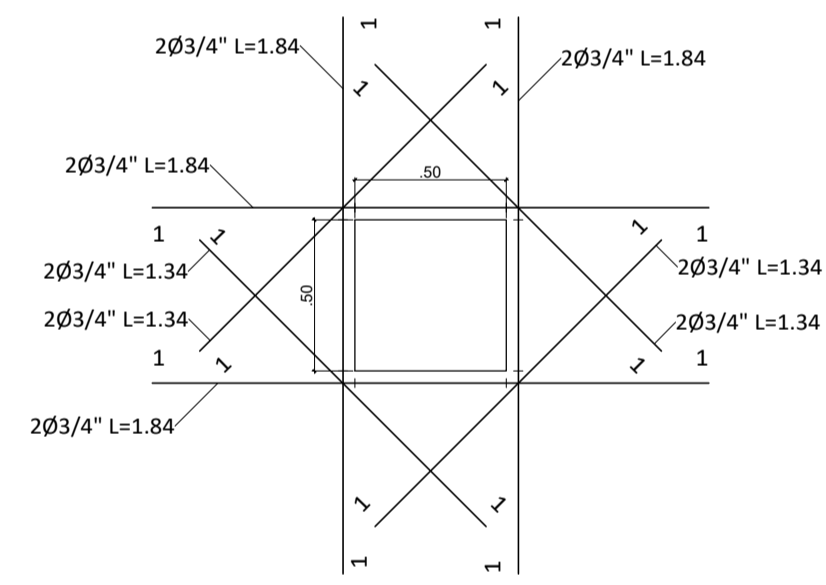
NOTAS:
TODOS LOS DATOS RELATIVOS A LA GEOMETRÍA DE ESTE PROYECTO (COTAS, HUECOS, NIVELES, ETC.) SE VERIFICARÁN CON LOS PLANOS DE ARQUITECTURA.
EN CASO DE CONTRADICCIÓN ENTRE PLANOS DE ESTRUCTURA Y ARQUITECTURA, PREVALECEERÁN LOS DE ESTRUCTURA.
LOS HUECOS EN EL FORJADO SE RESOLVERÁN CONFORME A PLANO DE DETALLES ESPECÍFICOS. EN CASO DE HUECOS NO PRESTADOS, SE CONSULTARÁ AL SUPERVISOR DE OBRA.
SE EMPLEARÁ CONCRETO f_{cd} = 210 kg/cm² Y ACERO GRANO 60 f_{yd} = 4200 kg/cm² EN TODOS LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES, SALVO INDICACIÓN EXPRESA.

REGLAMENTO Y NORMAS UTILIZADAS
-Reglamento Nacional de Edificaciones.
-Normas E-020, E-030, E-050, E-060 y E-070.

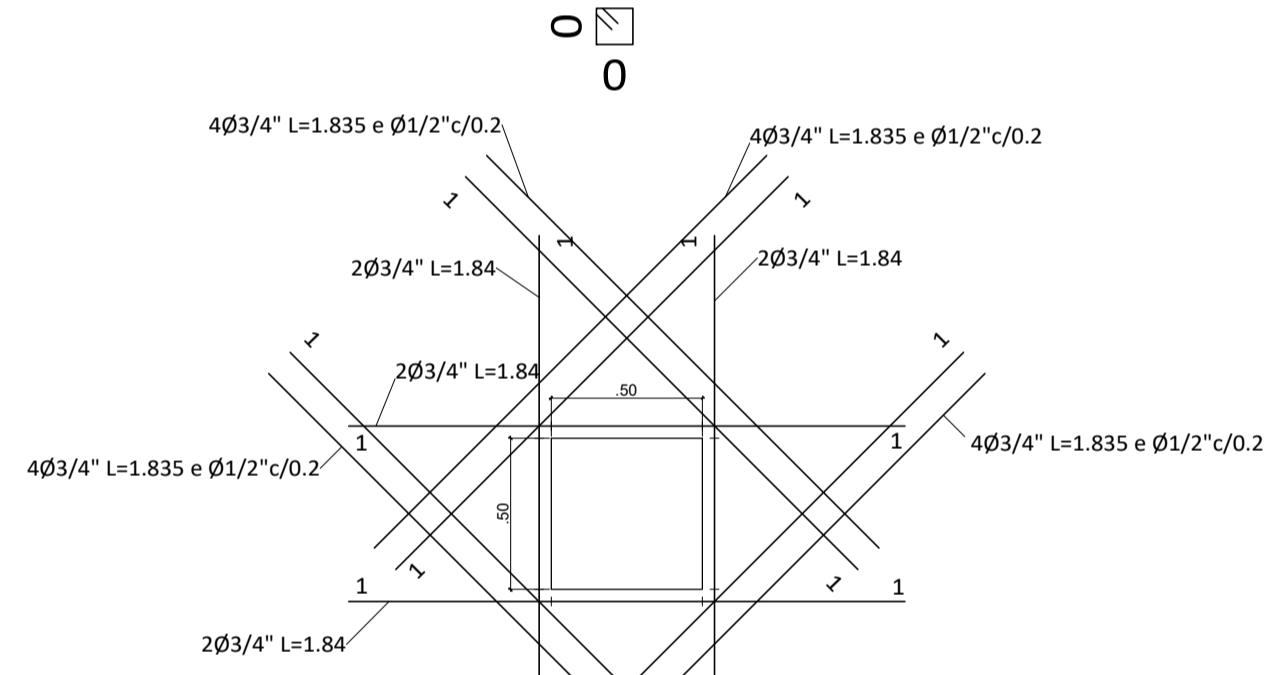
f_c = 210 kg/cm²
f_y = 4200 kg/cm²



PLANO MAESTRO
Escala = 1/100



HV1 (x3)
Escala = 1/25

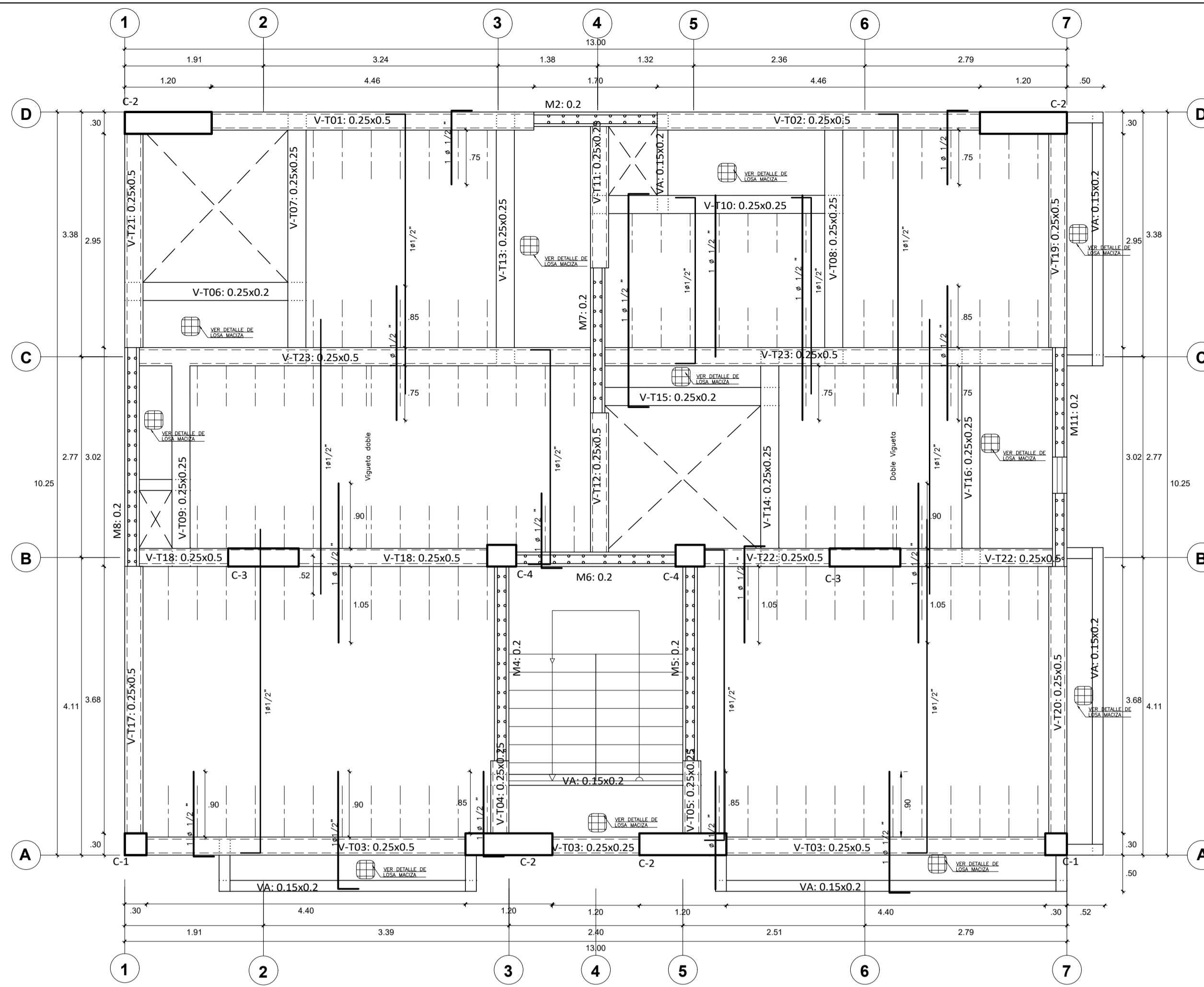


HV2 (x2)
Escala = 1/25

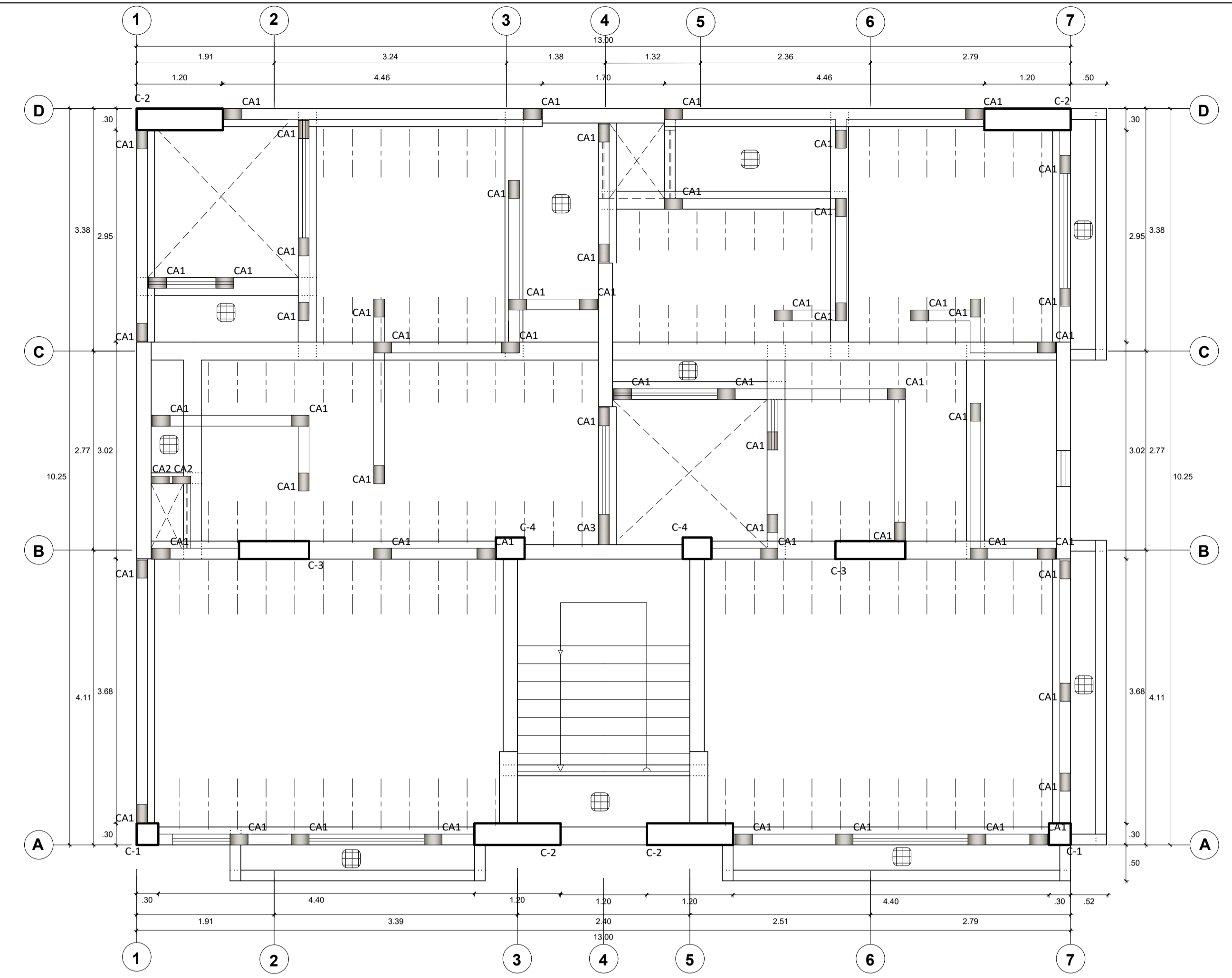
UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO	
TESIS: DISEÑO CON CYPCAD PARA LA GESTIÓN ESTRATÉGICA DE PROYECTOS EN EDIFICACIONES.	
PLANO: MUROS DE CONCRETO ARMADO : M-11	LÁMINA Nº: E-05
DISTRITO: PIMENTEL	ASESOR: Dr.Ing'. Walter Antonio Campos Ugaz.
PROVINCIA: CHICLAYO	RESPONSABLE: Bach. Saavedra Larreátegui Juan Carlos.
DEPARTAMENTO: LAMBAYEQUE	DIBUJÓ: SLJC
	FECHA: 2016
	ESCALA: INDICADA

TECHOS 1 a 4
 Replanteo
 Hormigón: f_c=210
 Aceros en forjados: Grado 60
 Armadura base en losas macizas
 Superior: Ø1/2" cada 0.15 m inferior: Ø1/2" cada 0.15 m

Tabla de características de forjados de viguetas (TECHO 1 a 4)
FORIADO DE VIGUETAS IN SITU
 Canto de bovedilla: 20 cm
 Espesor capa compresión: 5 cm
 Intersección: 40 cm
 Ancho del nervio: 10 cm
 Ancho de la base: 10 cm
 Bovedilla: Teknopor h=20cm.
 Peso propio: 0.25 t/m²
 Nota: Consulte los detalles referentes a enlaces con forjados de la estructura principal y de las zonas macizadas.



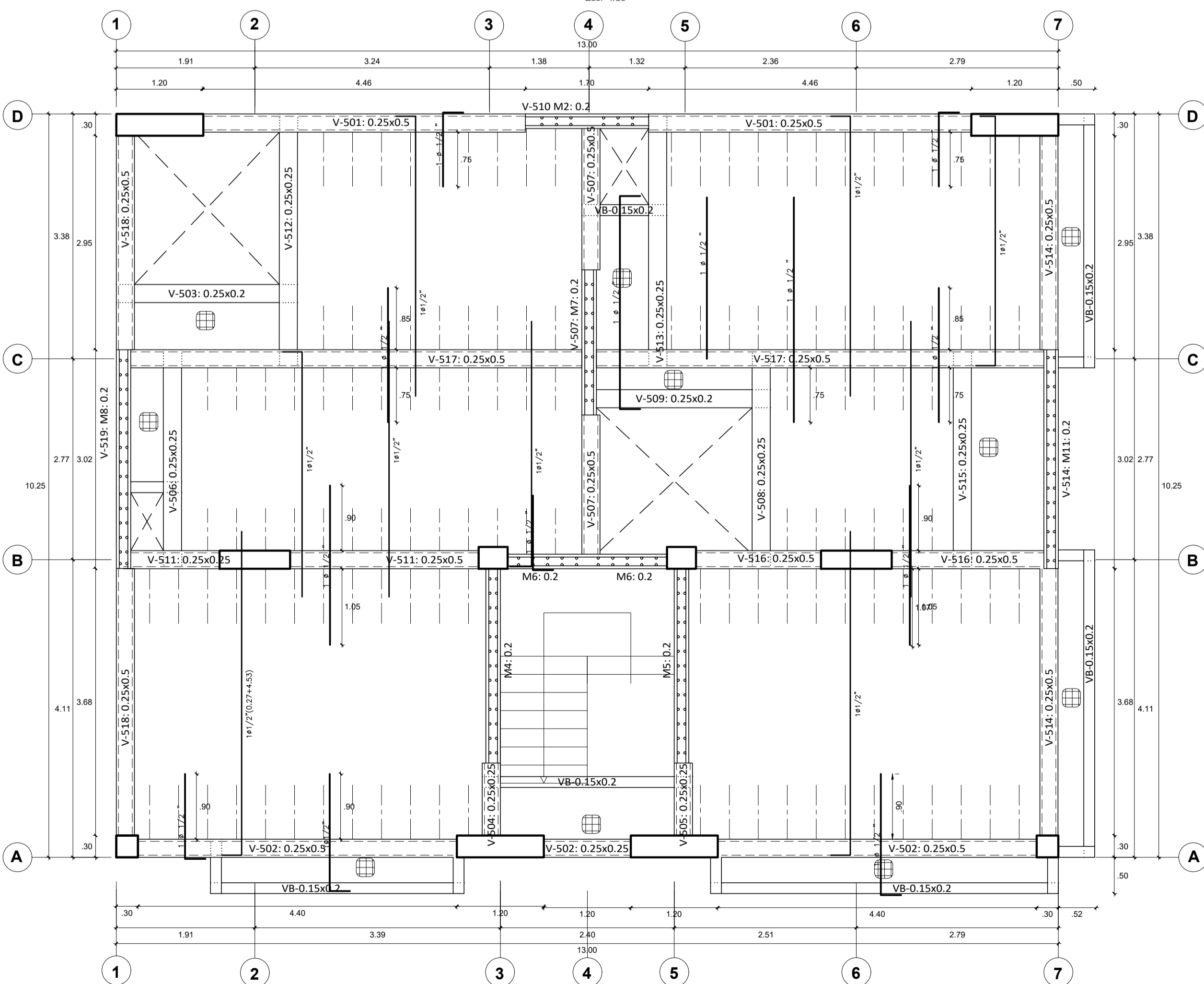
PLANTA DE ENCOFRADOS TECHO 1 a 4
 Esc. = 1/100



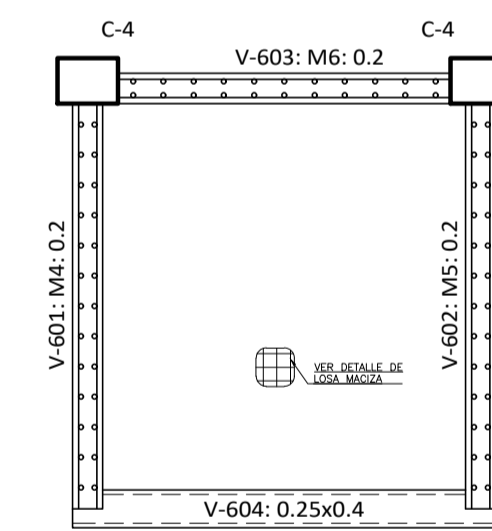
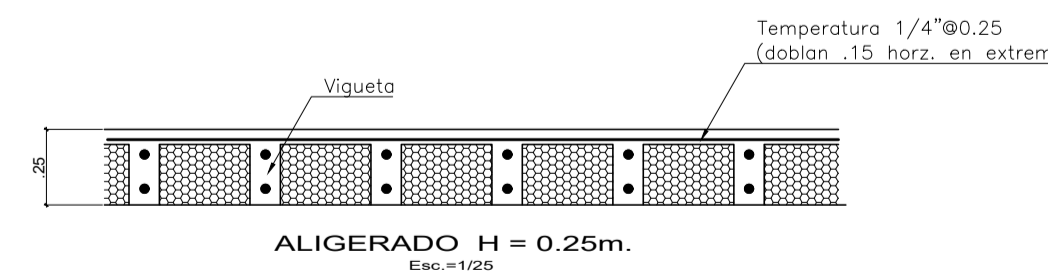
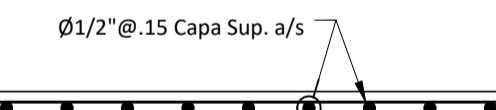
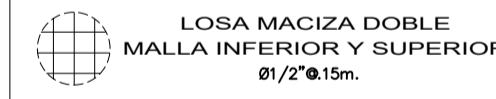
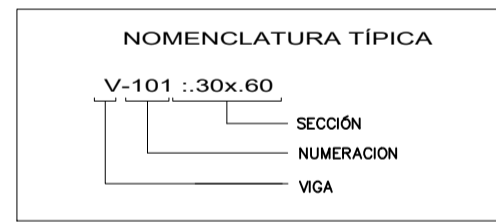
MUROS CONFINADOS TECHOS 1 a 4
 Verificar la ubicación de los tabiques en Arquitectura
 Esc. = 1/100

AZOTEA
 Replanteo
 Hormigón: f_c=210
 Aceros en forjados: Grado 60
 Armadura base en losas macizas
 Superior: Ø1/2" cada 0.15 m inferior: Ø1/2" cada 0.15 m

Tabla de características de forjados de viguetas (TECHO 5)
FORIADO DE VIGUETAS IN SITU
 Canto de bovedilla: 20 cm
 Espesor capa compresión: 5 cm
 Intersección: 40 cm
 Ancho del nervio: 10 cm
 Ancho de la base: 10 cm
 Bovedilla: Teknopor h=20cm.
 Peso propio: 0.25 t/m²
 Nota: Consulte los detalles referentes a enlaces con forjados de la estructura principal y de las zonas macizadas.

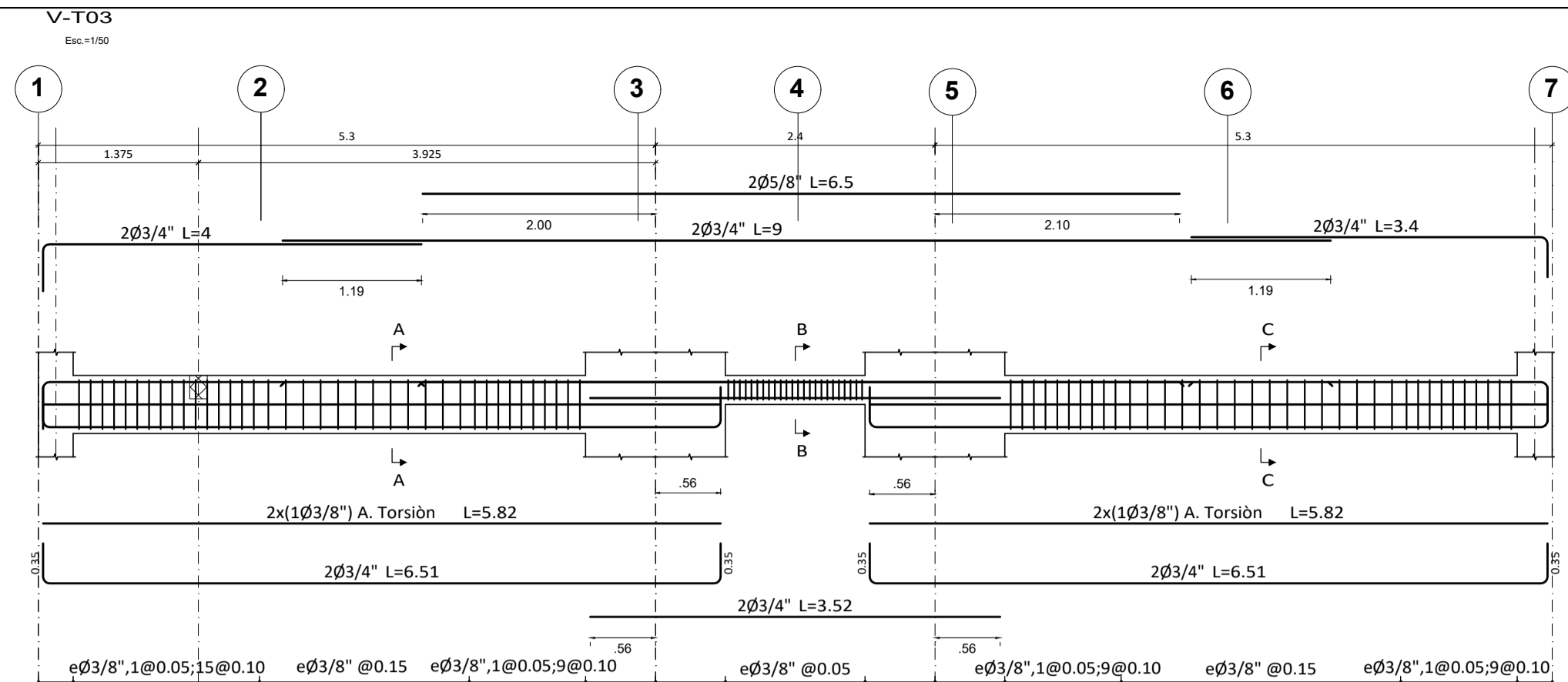
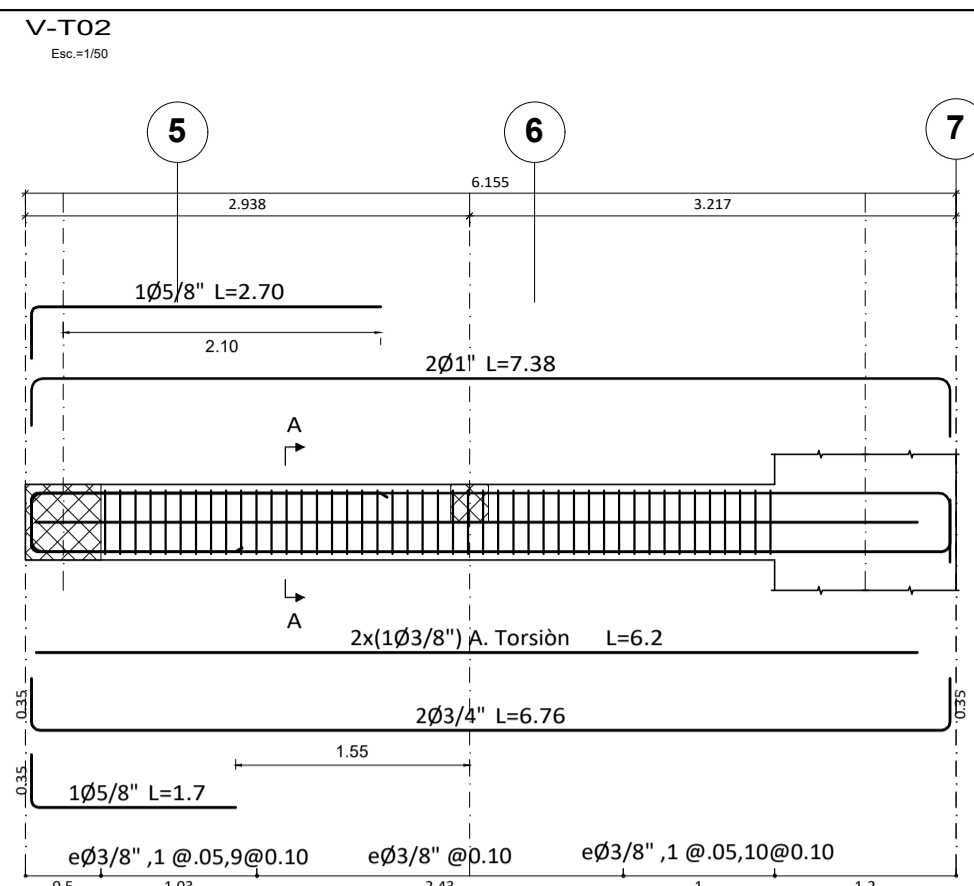
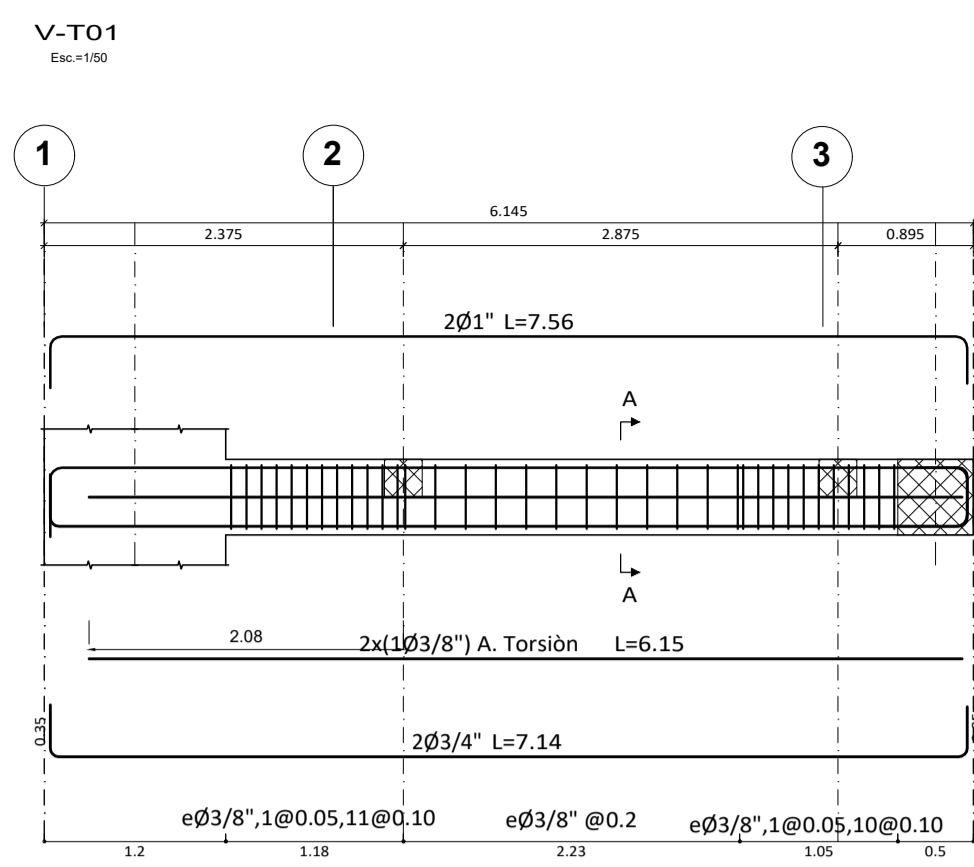


PLANTA DE ENCOFRADO AZOTEA
 Esc. = 1/100



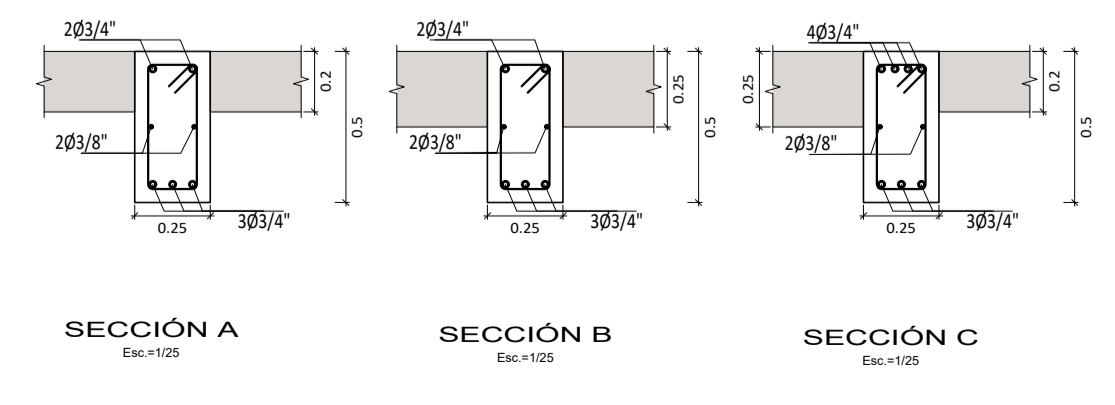
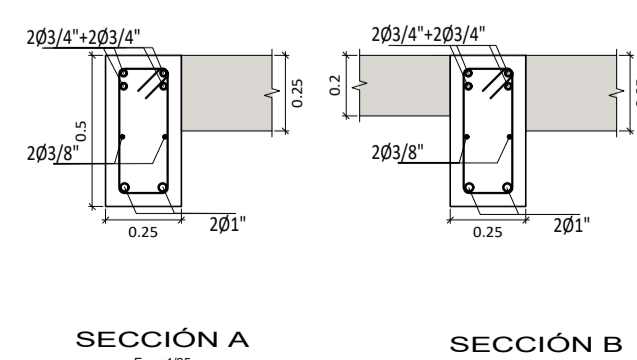
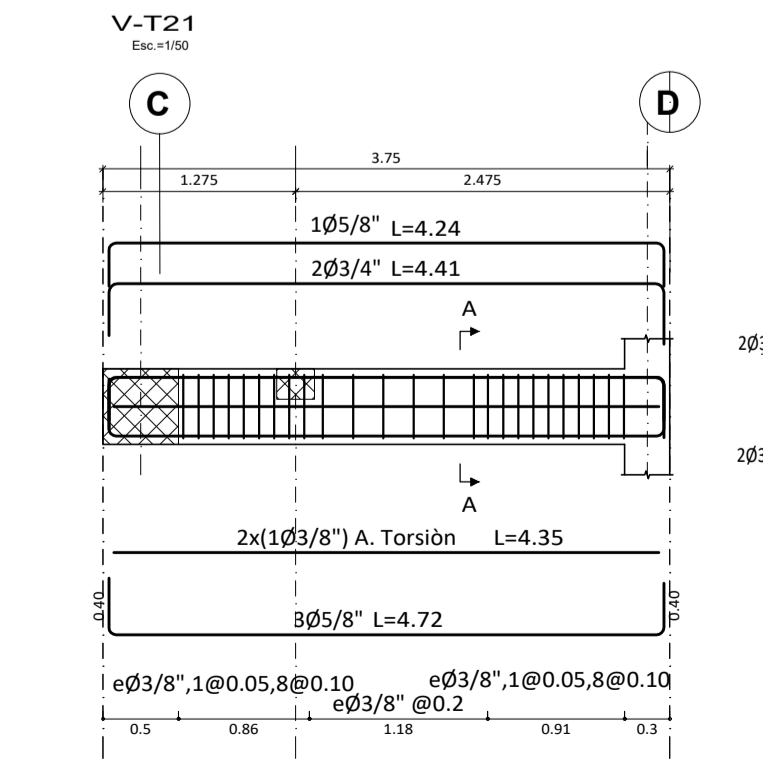
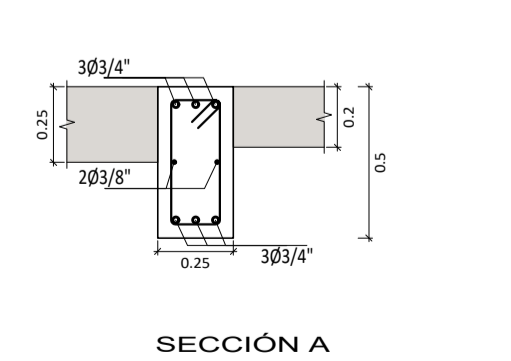
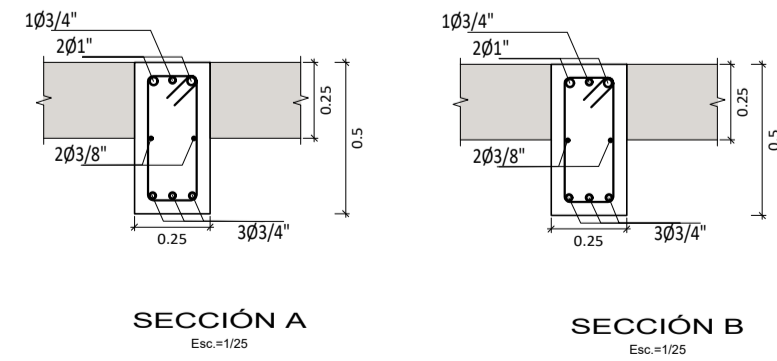
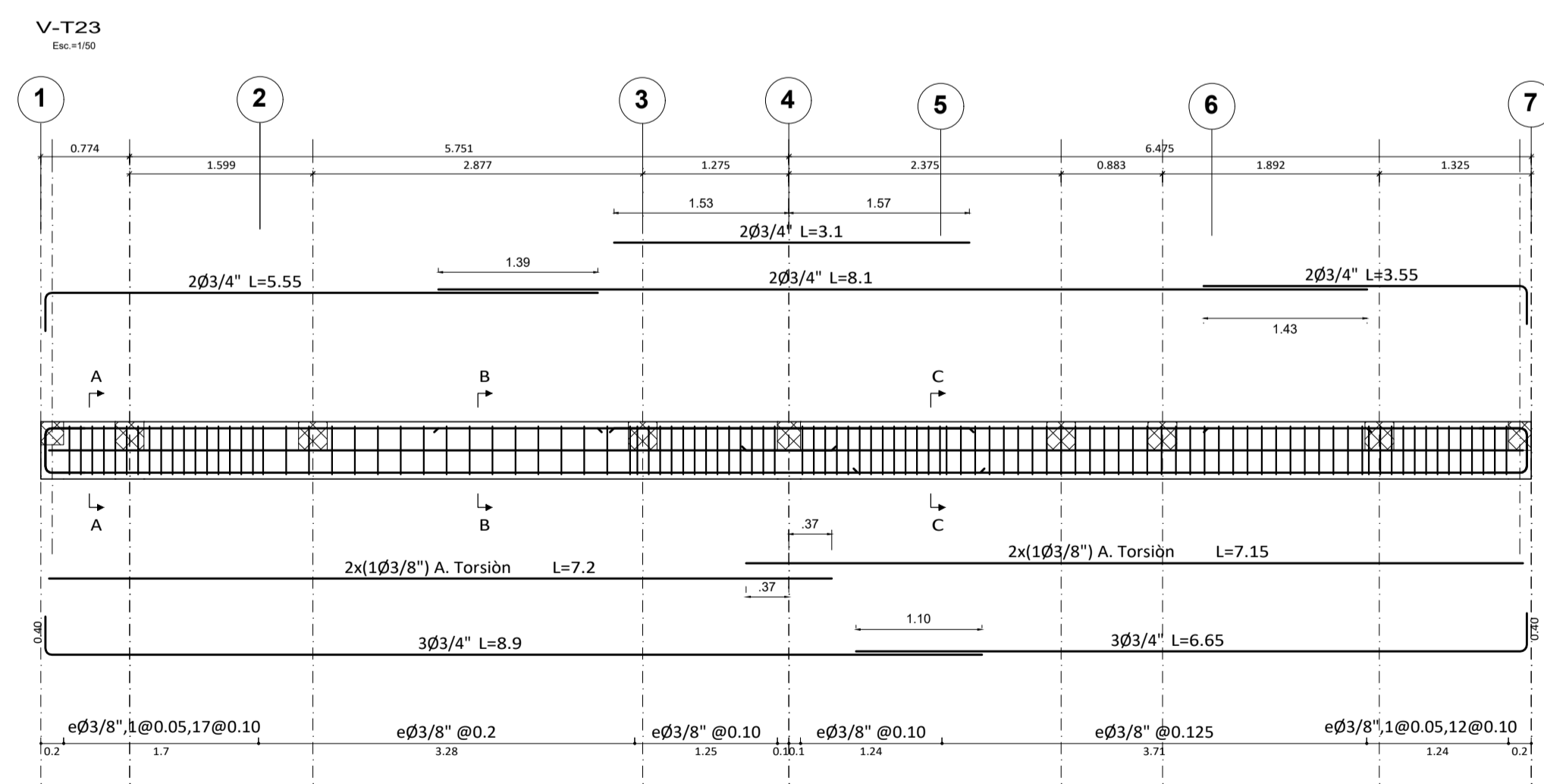
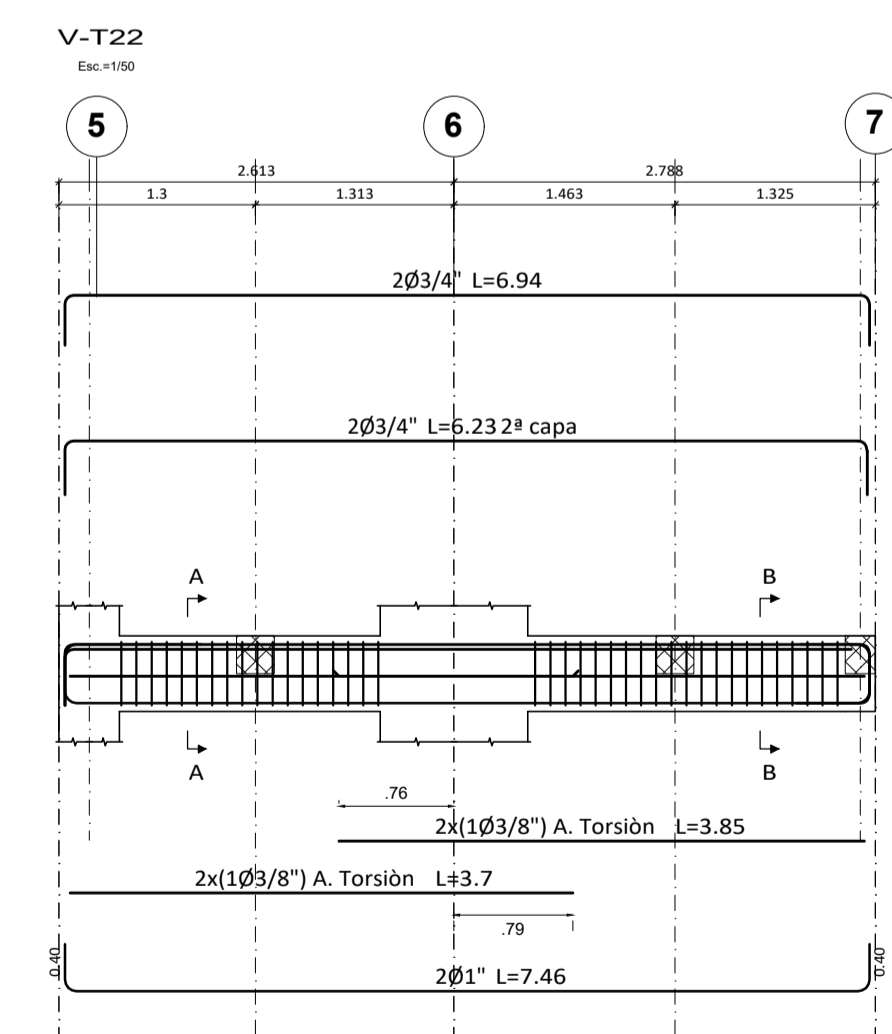
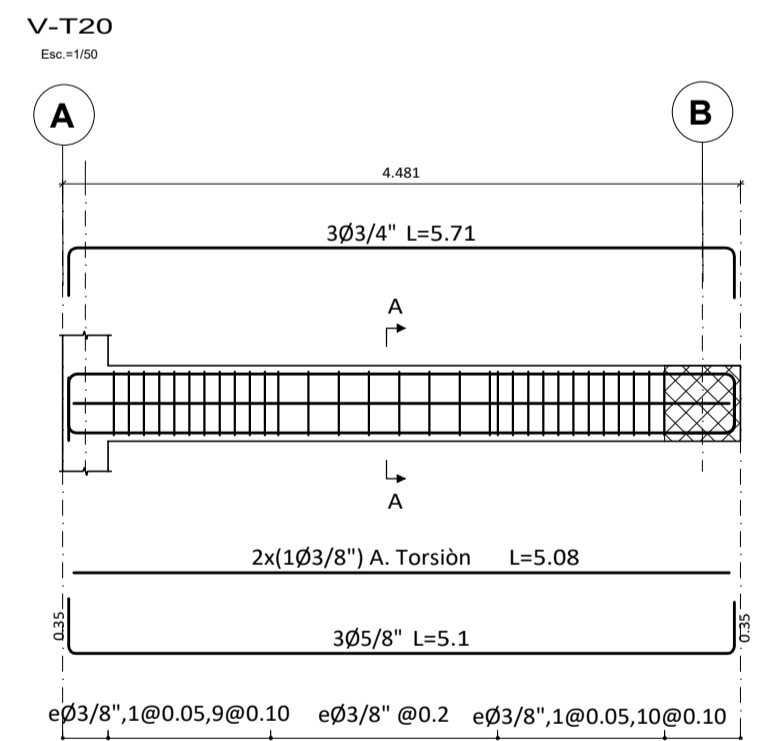
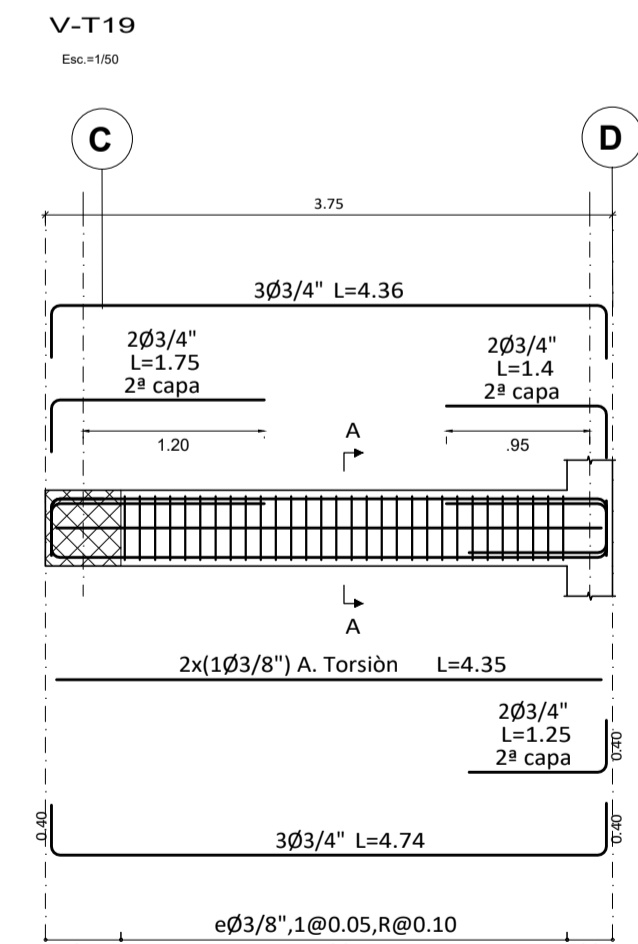
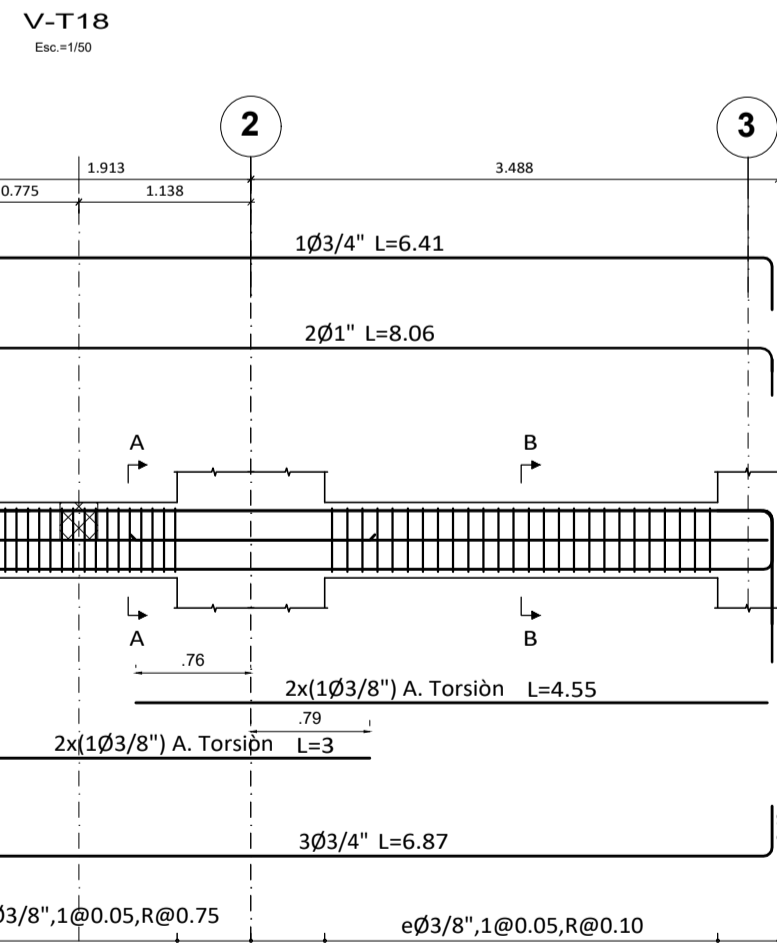
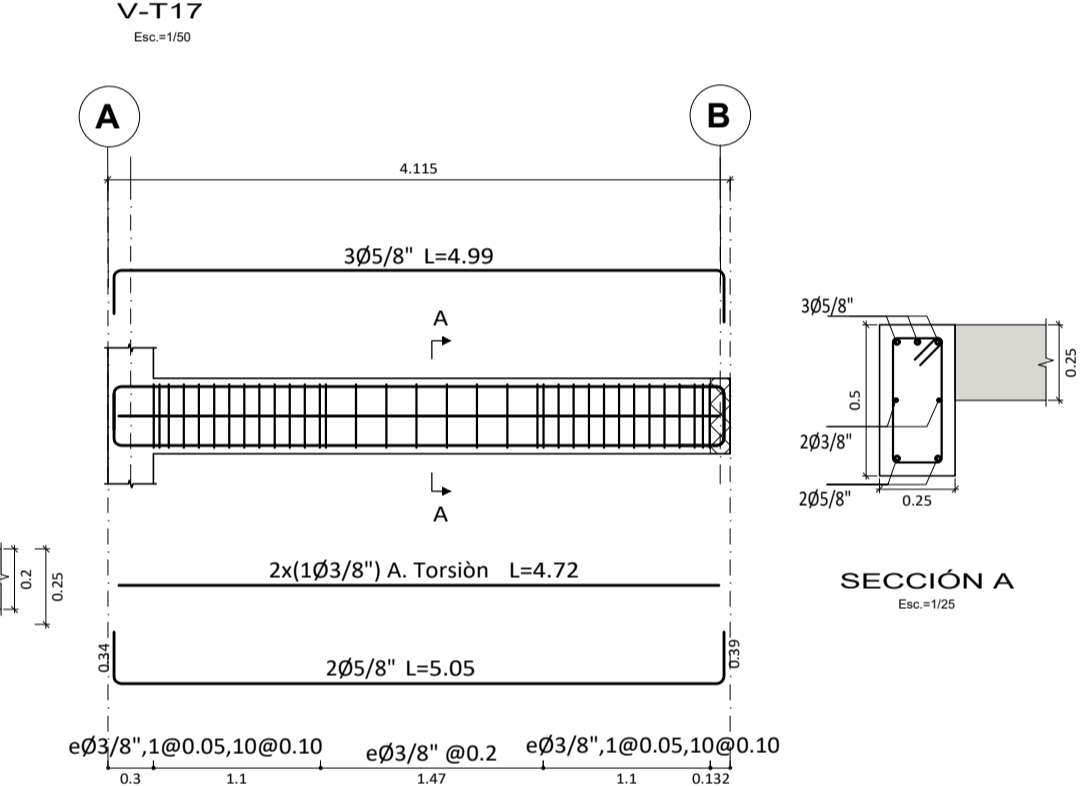
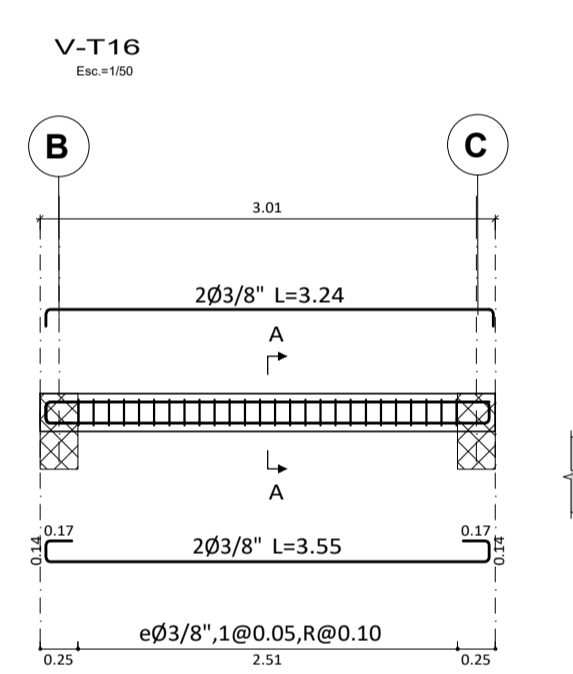
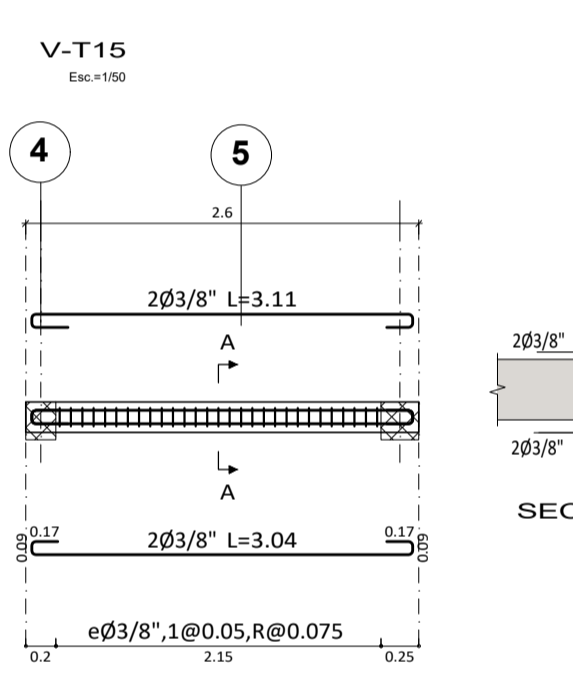
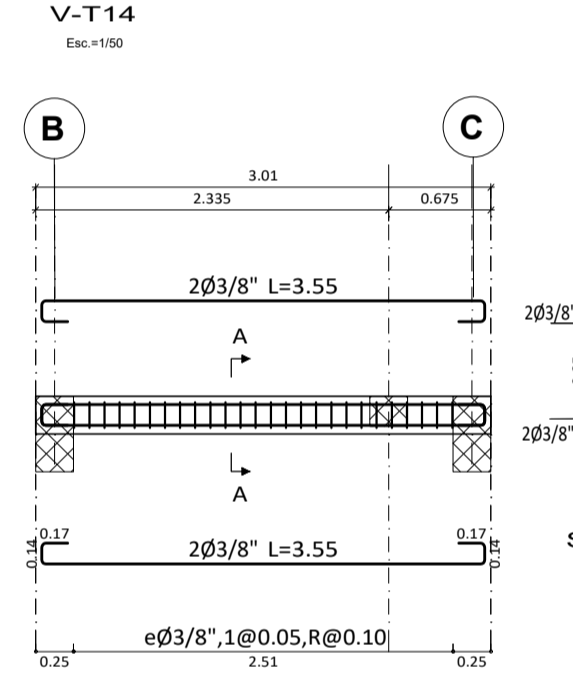
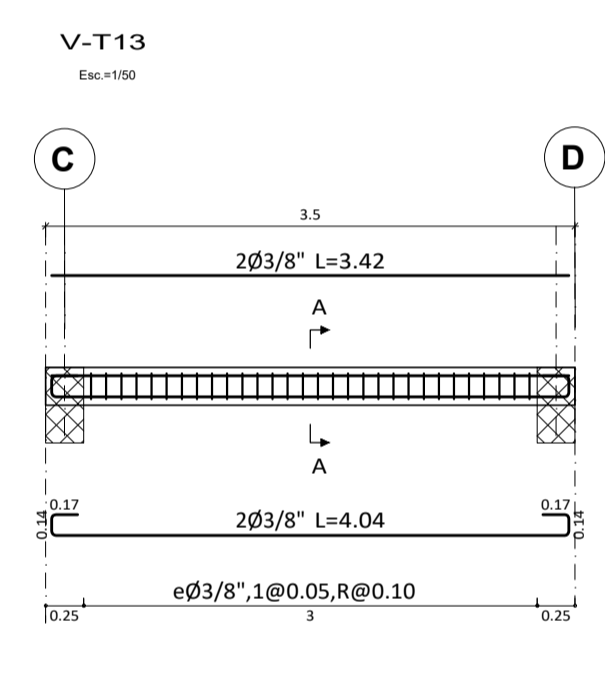
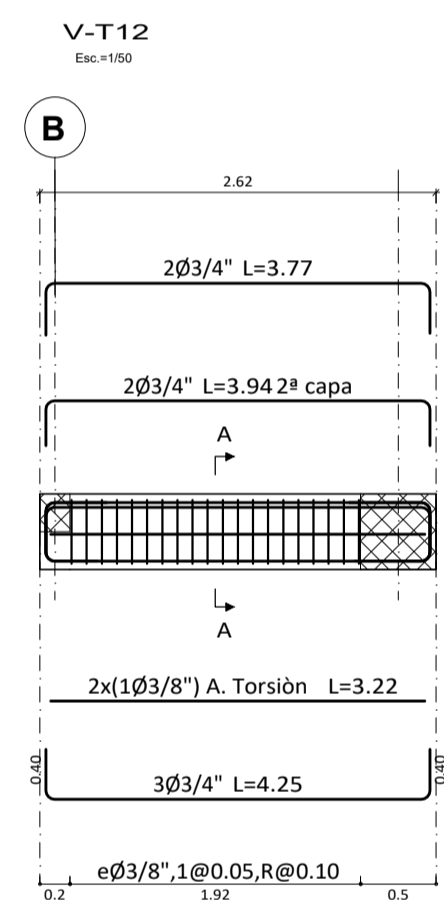
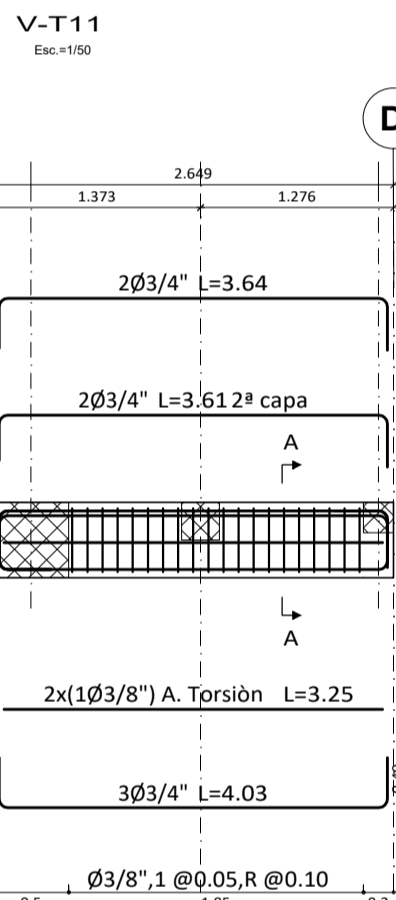
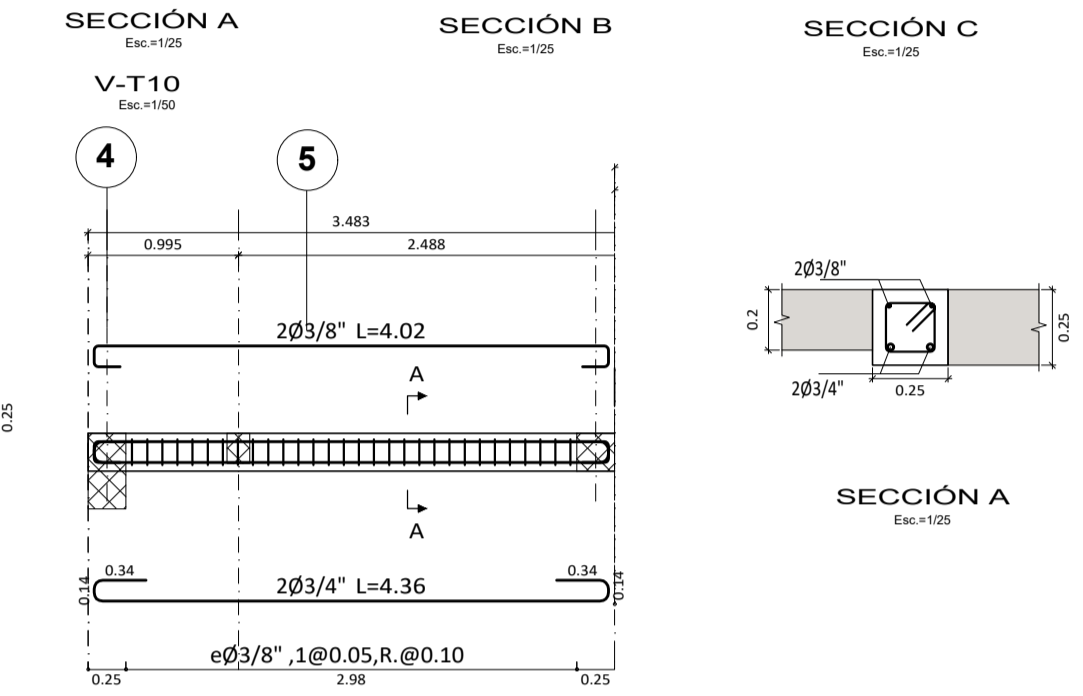
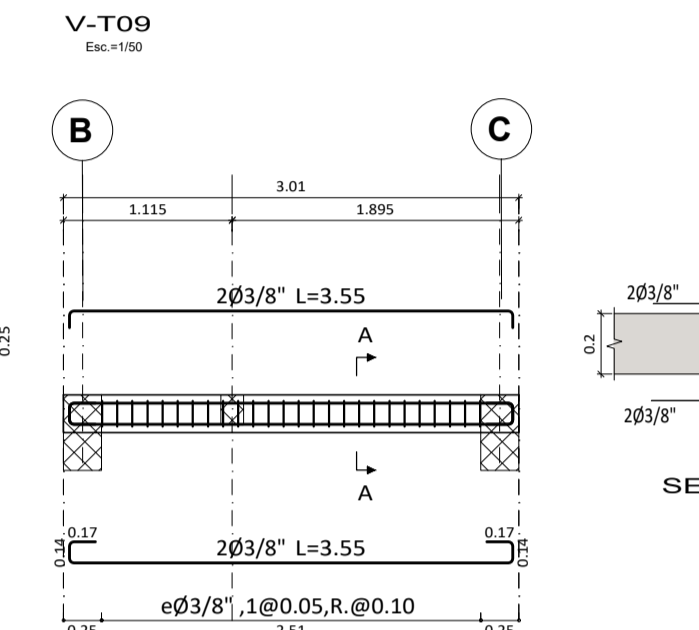
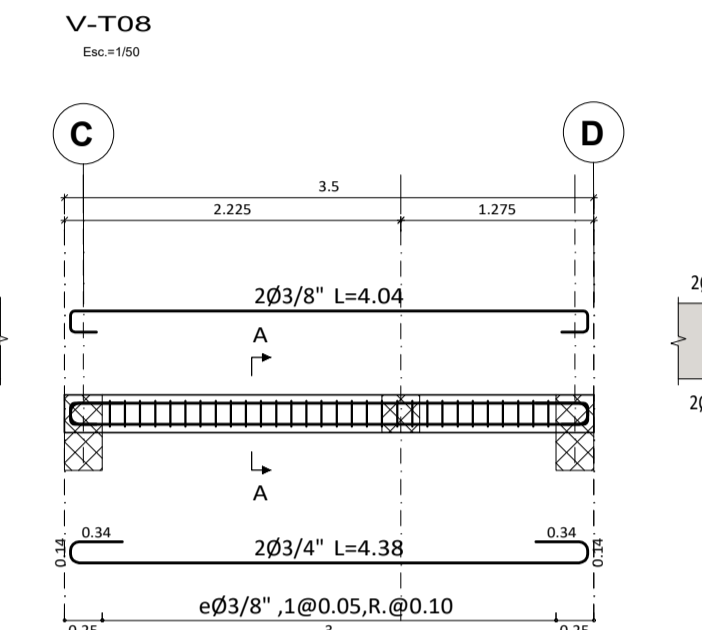
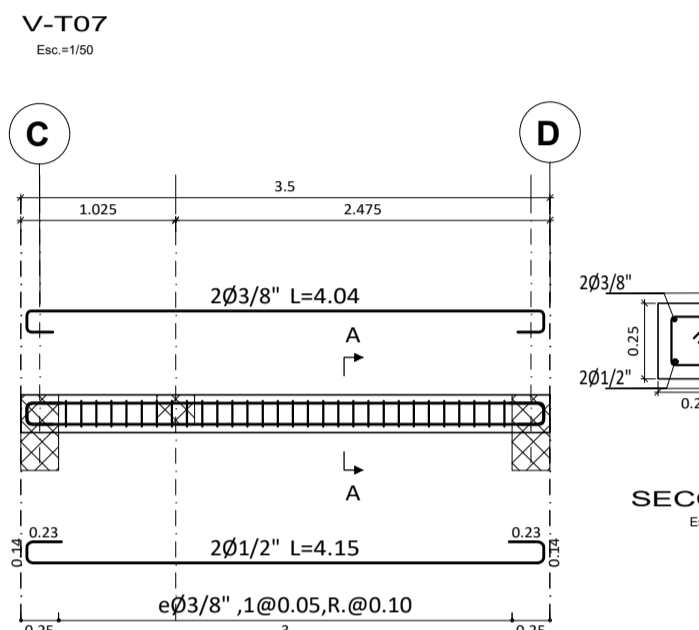
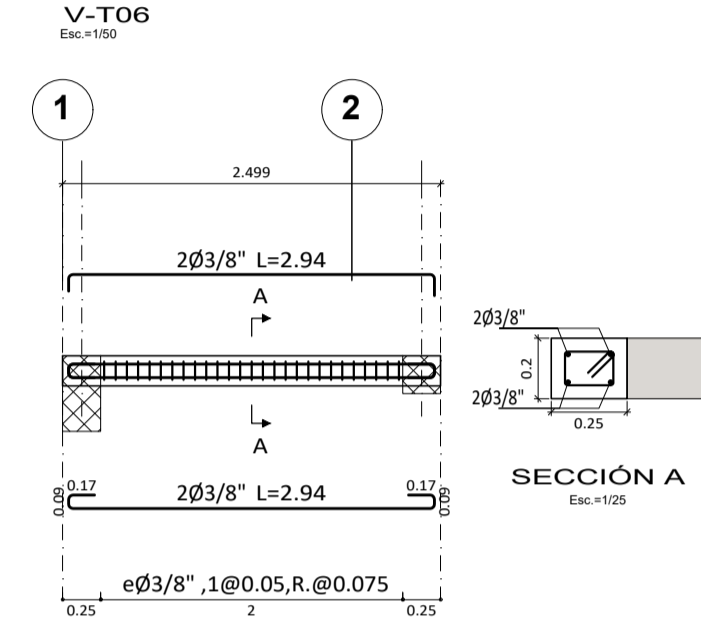
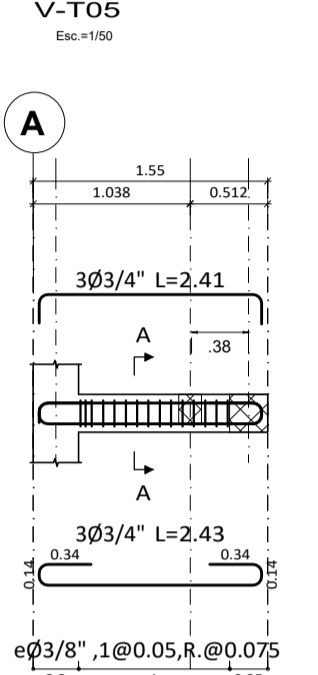
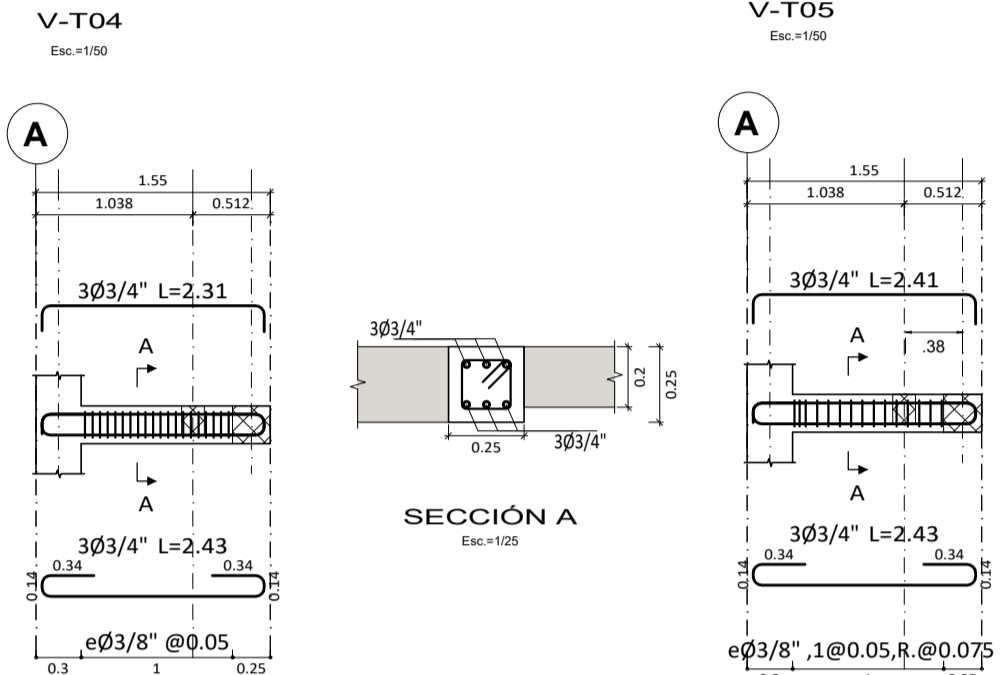
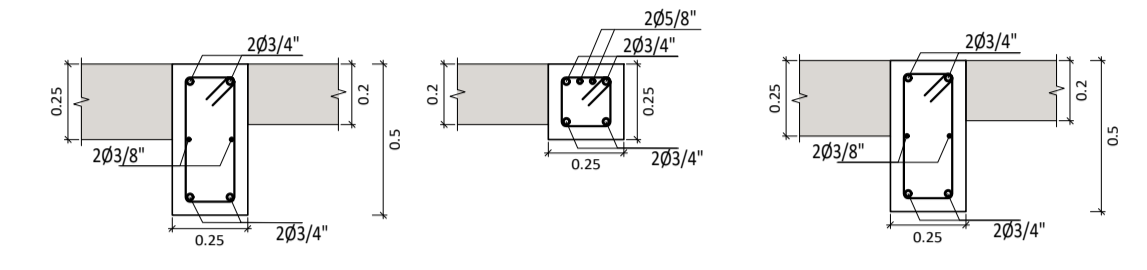
PLANTA DE ENCOFRADO TANQUE ELEVADO
 Esc. = 1/100

UCV UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO	
DISEÑO CON CYPCAD PARA LA GESTIÓN ESTRATÉGICA DE PROYECTOS EN EDIFICACIONES.	
PLANO : ENCOFRADOS : TECHOS - AZOTEA Y TANQUE ELEVADO	LÁMINA N°:
DISTRITO: PIMENTEL	ASESOR: Dr.Ing'. Walter Antonio Campos Ugaz.
PROVINCIA: CHICLAYO	RESPONSABLE: Bach. Saavedra Larreátegui Juan Carlos.
DEPARTAMENTO: LAMBAYEQUE	DIBUJO: SLJC
FECHA: 2016	ESCALA: INDICADA



NOTAS:
 TODOS LOS DATOS RELATIVOS A LA GEOMETRIA DE ESTE PROYECTO (COTAS, HUECOS, NIVELES, ETC.) SE VERIFICARAN CON LOS PLANOS DE ARQUITECTURA.
 EN CASO DE CONTRADICCION ENTRE PLANOS DE ESTRUCTURA Y ARQUITECTURA, PREVALERAN LOS PLANOS DE ESTRUCTURAS.
 LOS HUECOS EN EL FORJADO SE RESOLVERAN CONFORME A PLANO DE DETALLES ESPECIFICOS. EN CASO DE HUECOS NO PREVISTOS, SE CONSULTARA AL SUPERVISOR DE OBRA.
 SE EMPLEARA CONCRETO $f_c = 210 \text{ KG/CM}^2$ Y ACERO GRADO 60 $f_y = 4200 \text{ KG/CM}^2$ EN TODOS LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES, SALVO INDICACION EXPRESA.

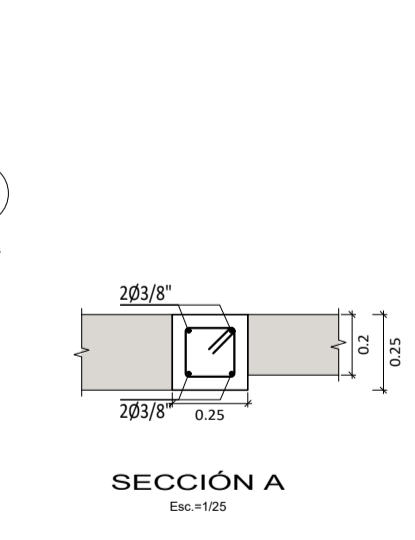
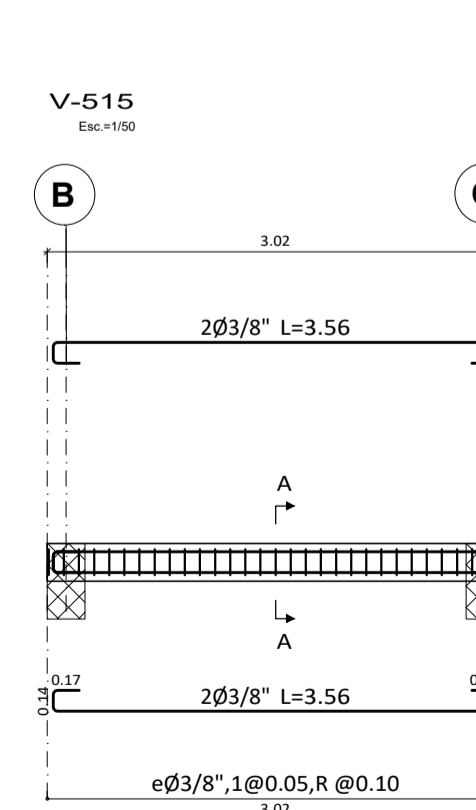
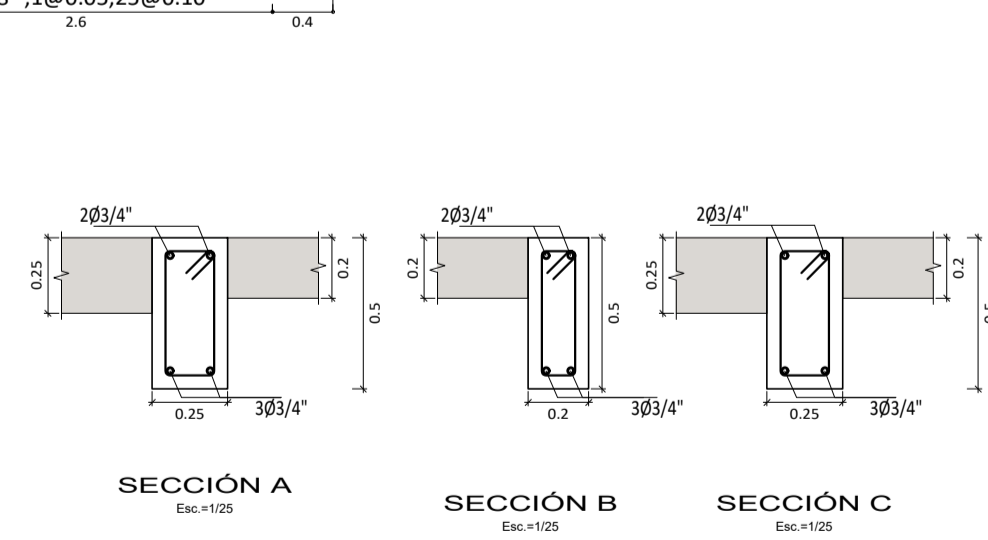
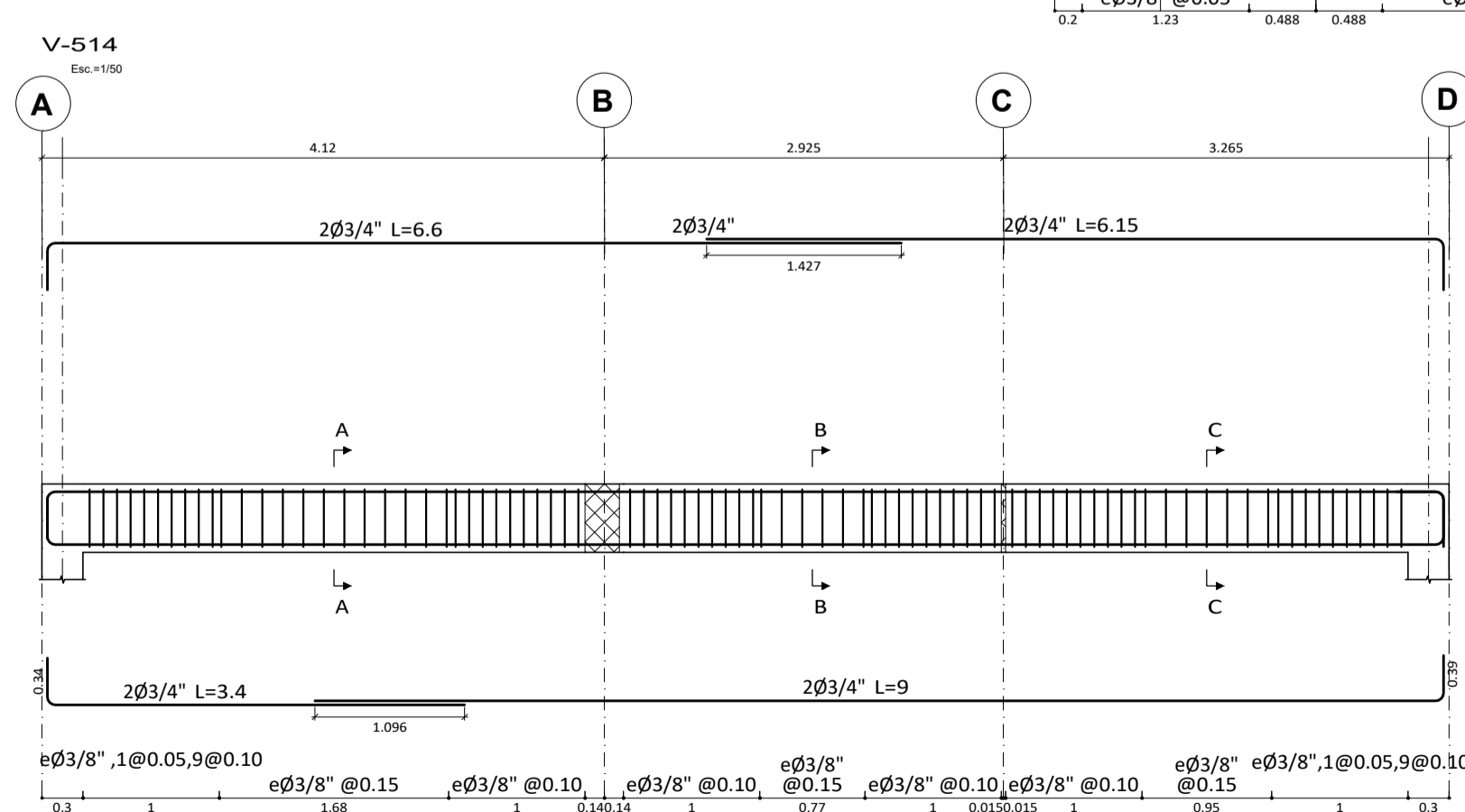
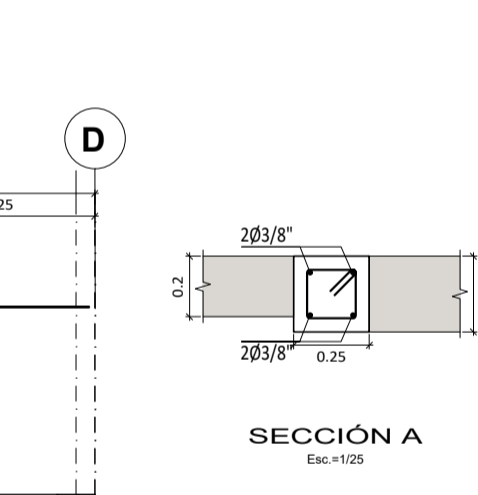
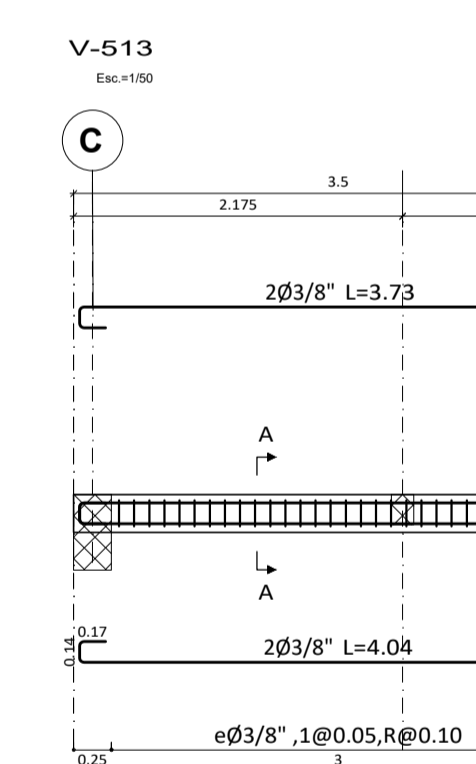
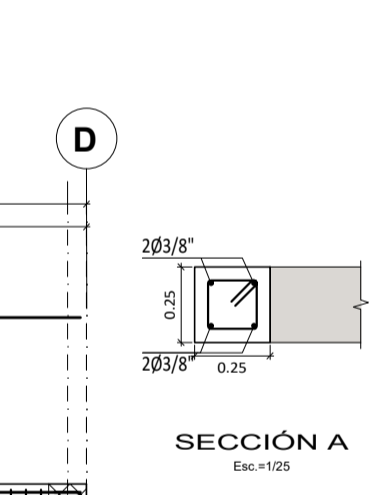
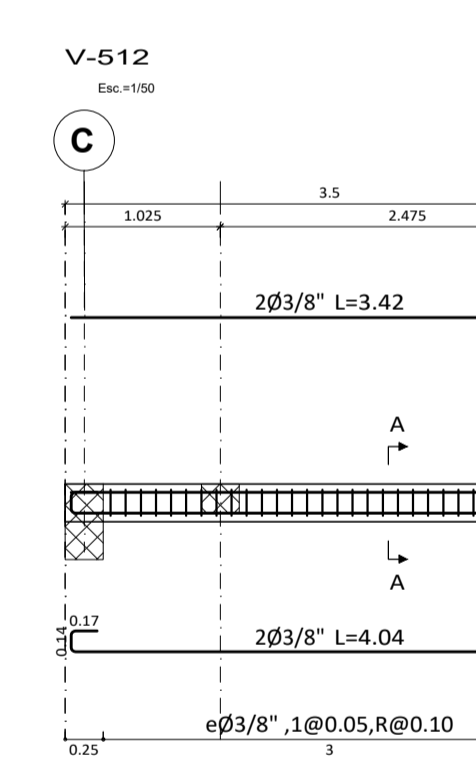
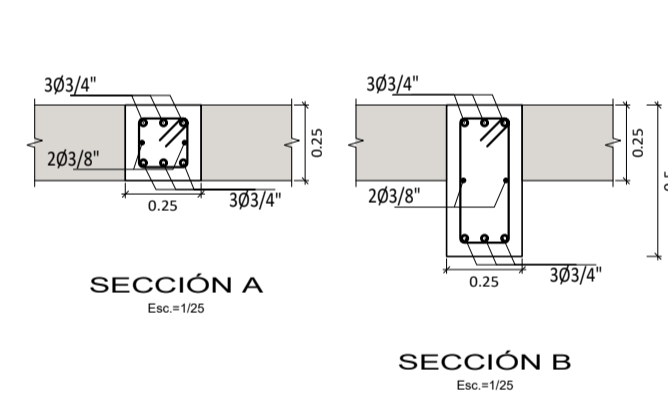
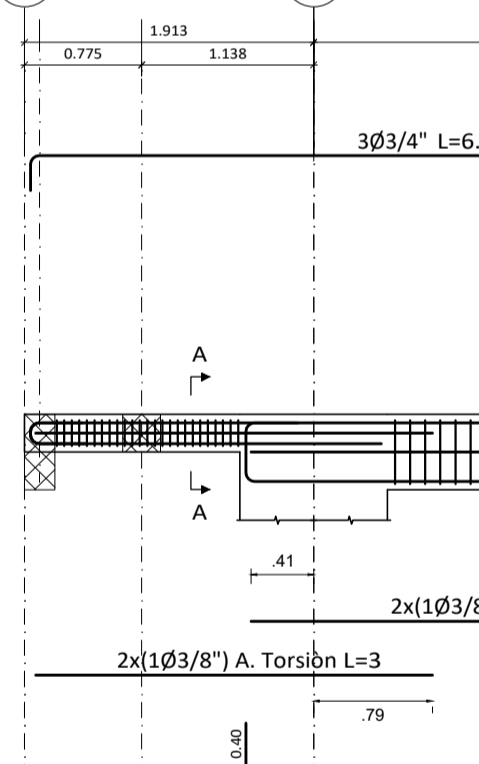
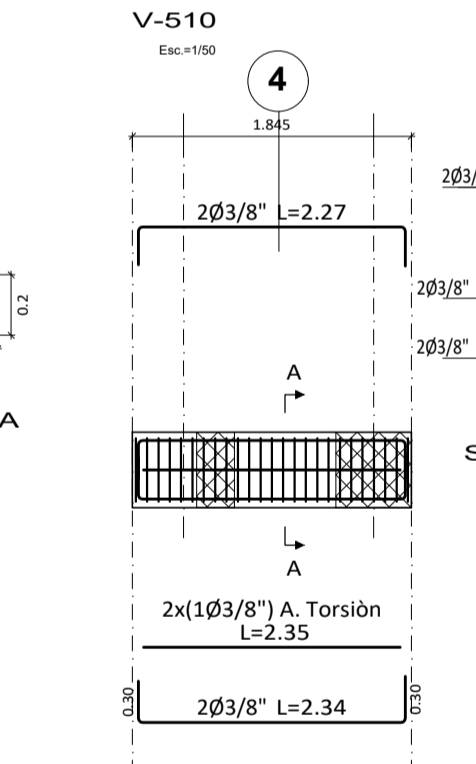
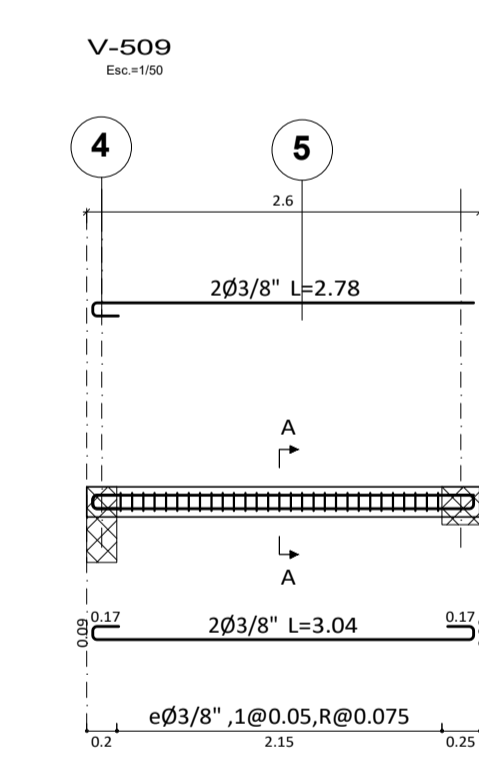
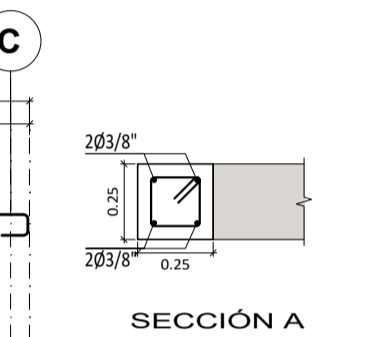
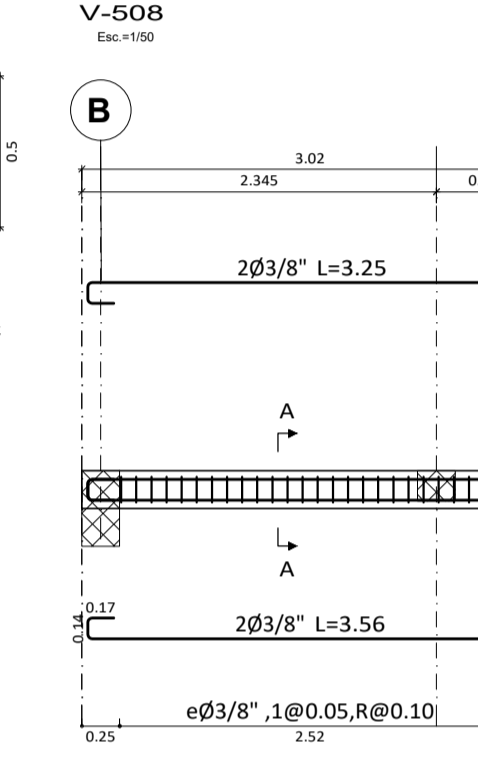
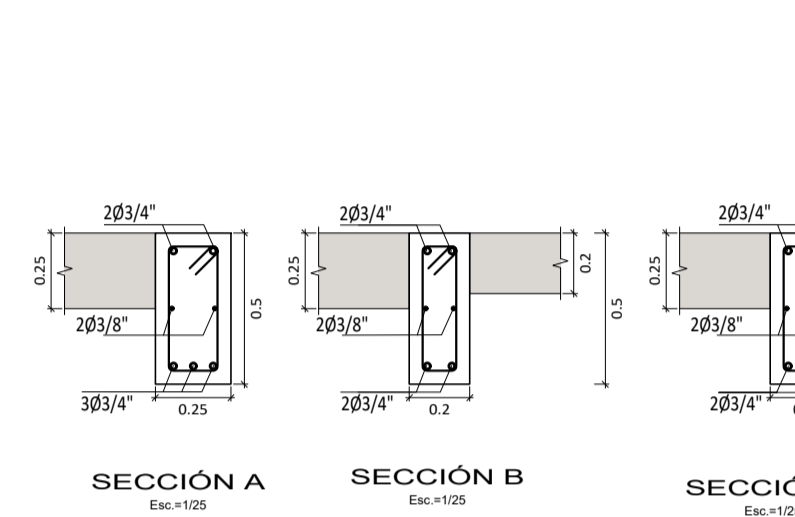
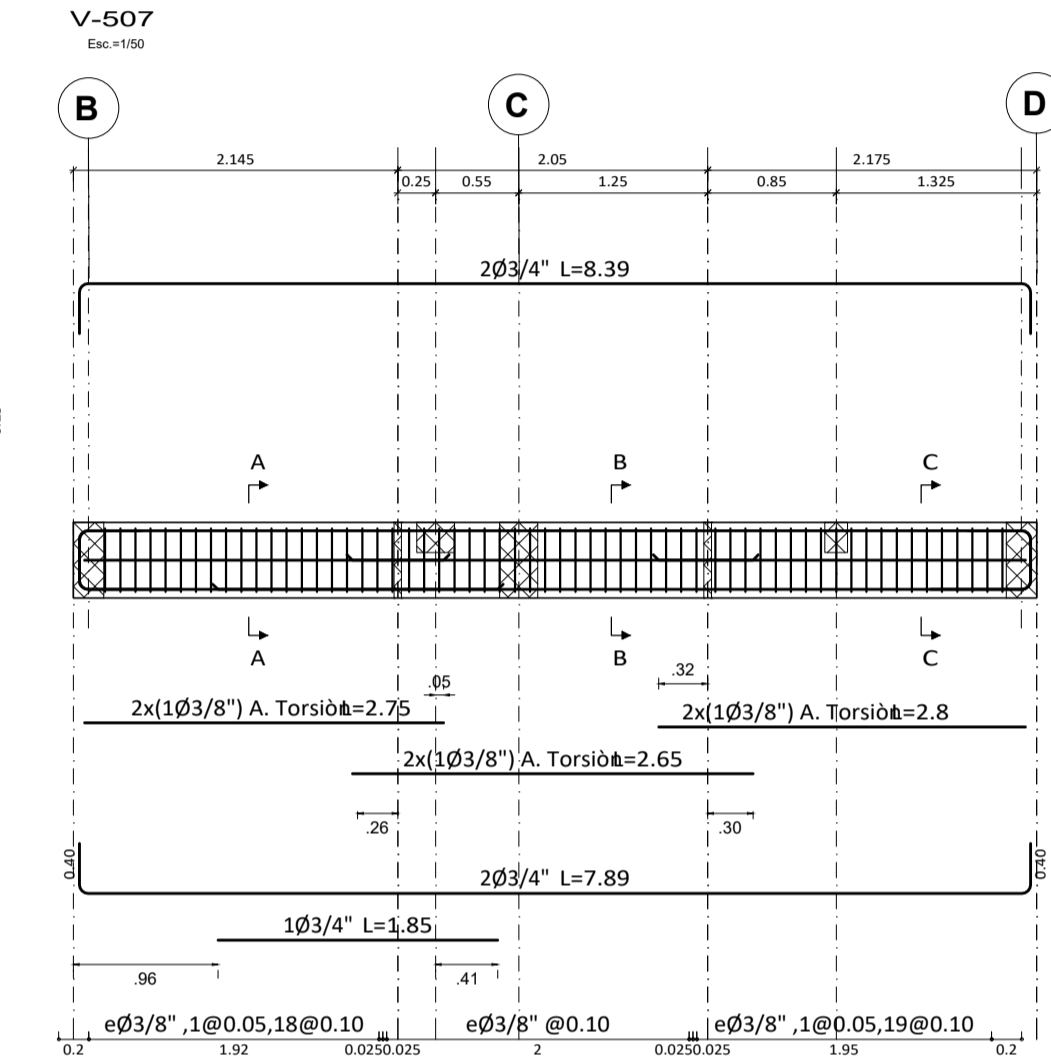
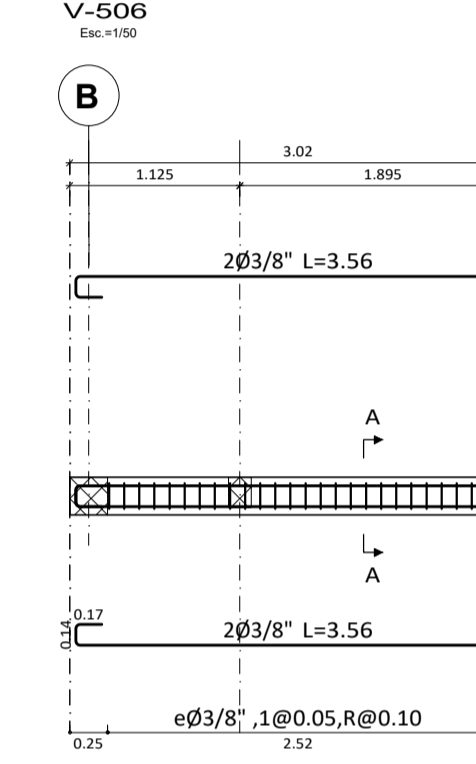
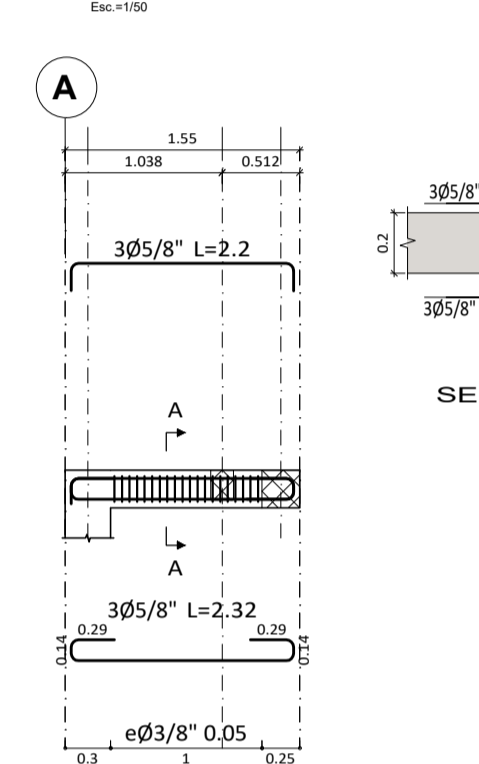
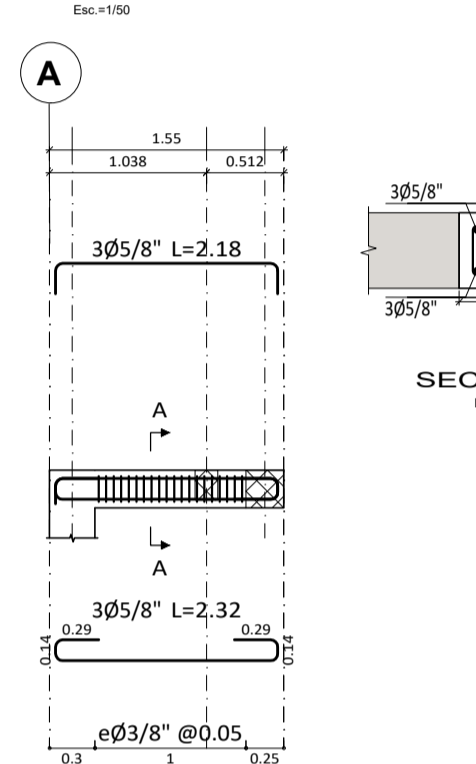
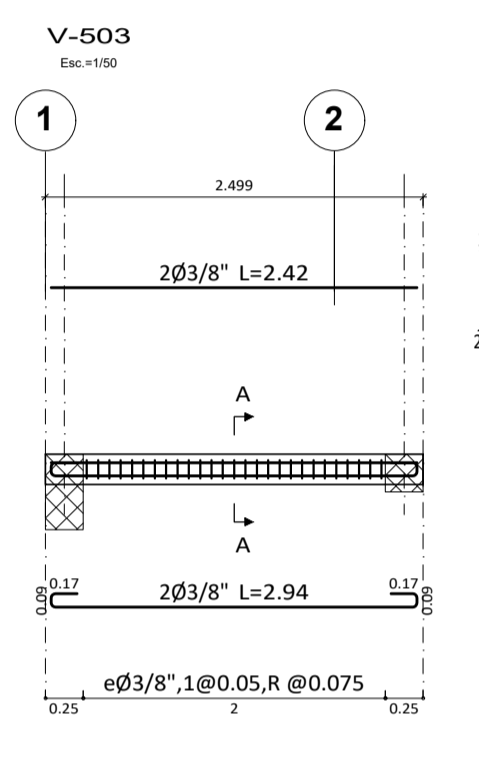
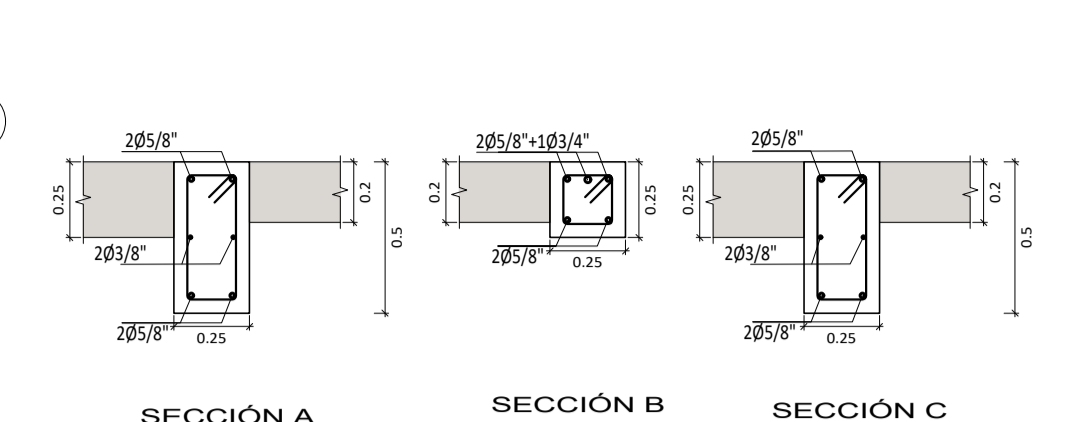
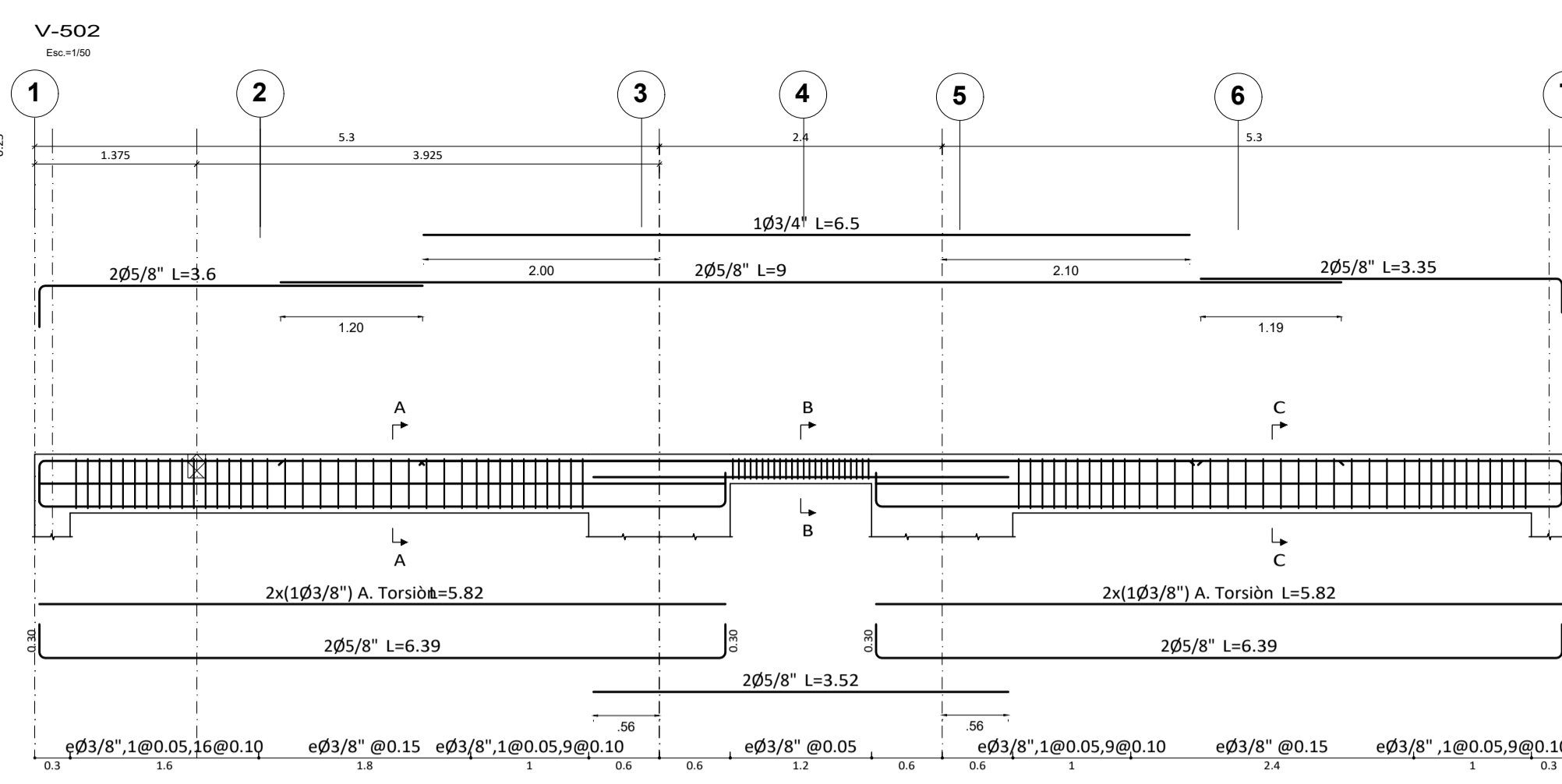
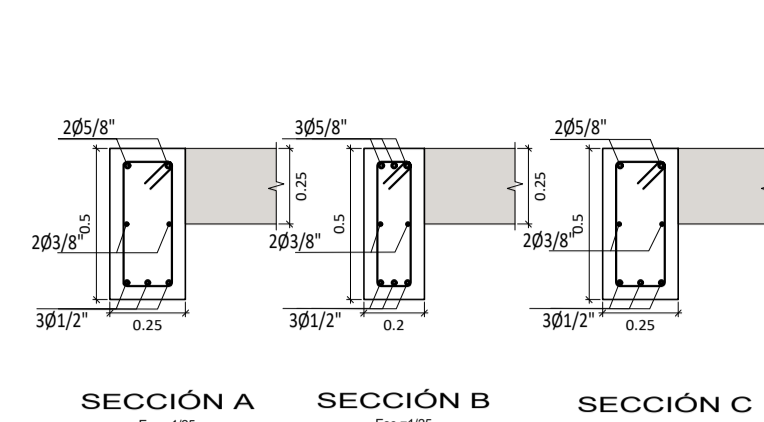
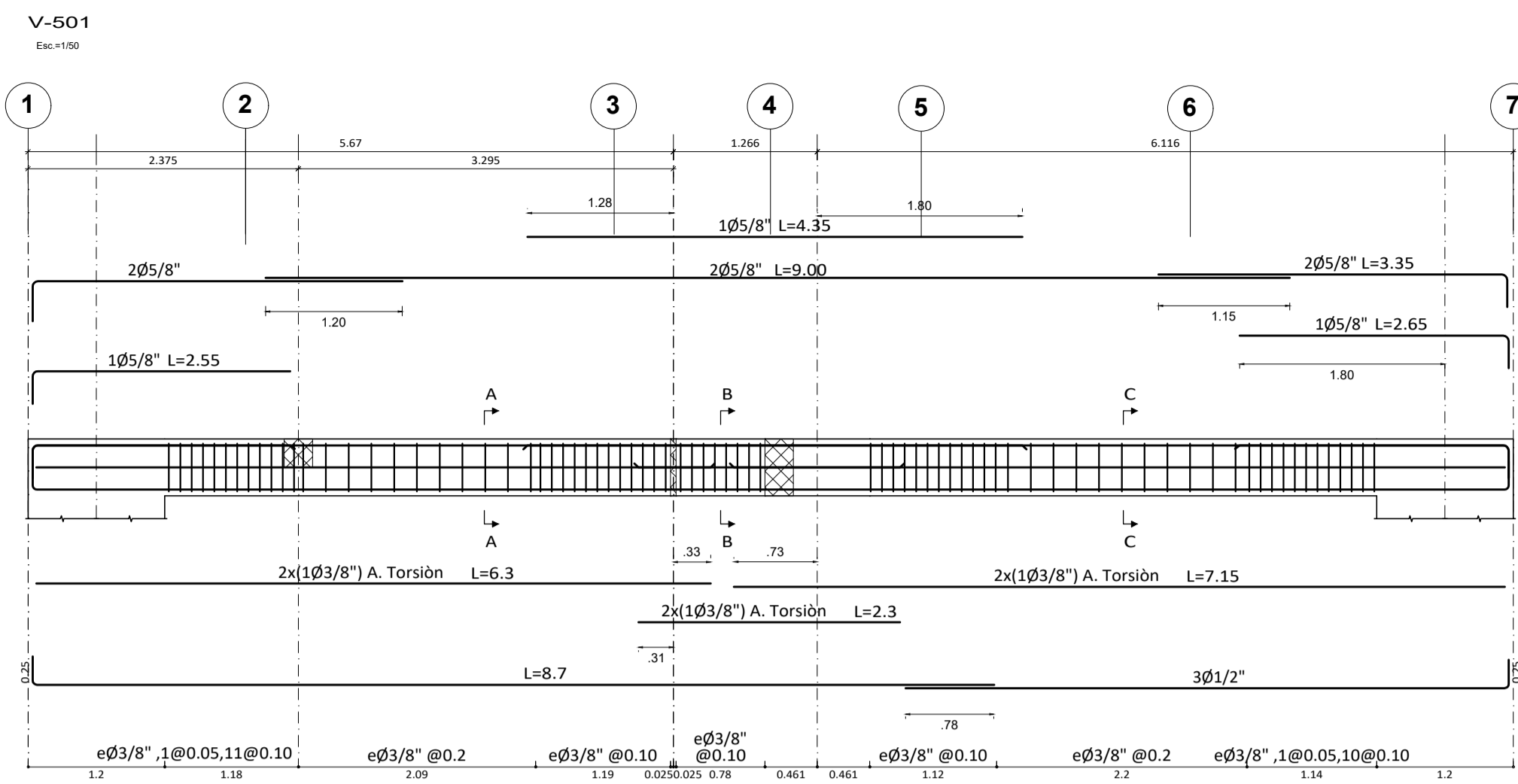
Forjados 2 a 4
 Despiece de vigas
 Hormigón: $f_c=210$
 Acero en barras: Grado 60
 Acero en estribos: Grado 60
 Escala pórtics 1:50
 Escala secciones 1:25
 Escala huecos 1:25



UCV UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

DESIGN WITH CYPCAD FOR THE STRATEGIC MANAGEMENT OF PROJECTS IN BUILDINGS.

PLANO: VIGAS TÍPICAS TECHO 1 a 4	LÁMINA N°: E-07
DISTRITO: PIMENTEL	ASESOR: Dr.ing. Walter Antonio Campos Ugaz.
PROVINCIA: CHICLAYO	RESPONSABLE: Bach. Saavedra Larreátegui Juan Carlos.
DEPARTAMENTO: LAMBAYEQUE	DIBUJO: SLJC
	FECHA: 2016
	ESCALA: INDICADA



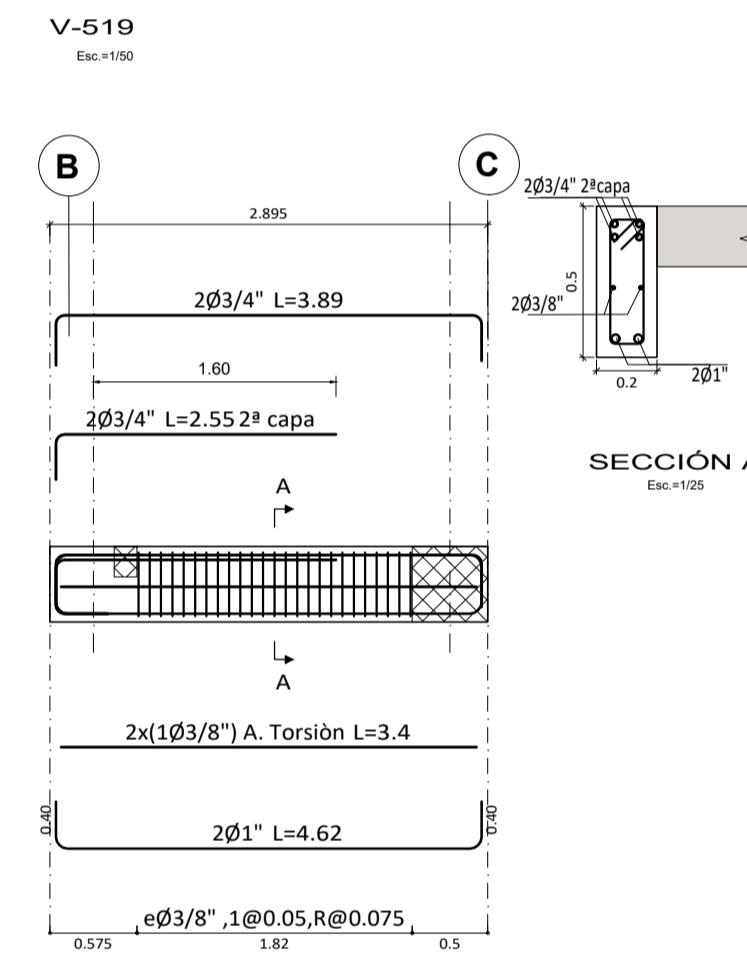
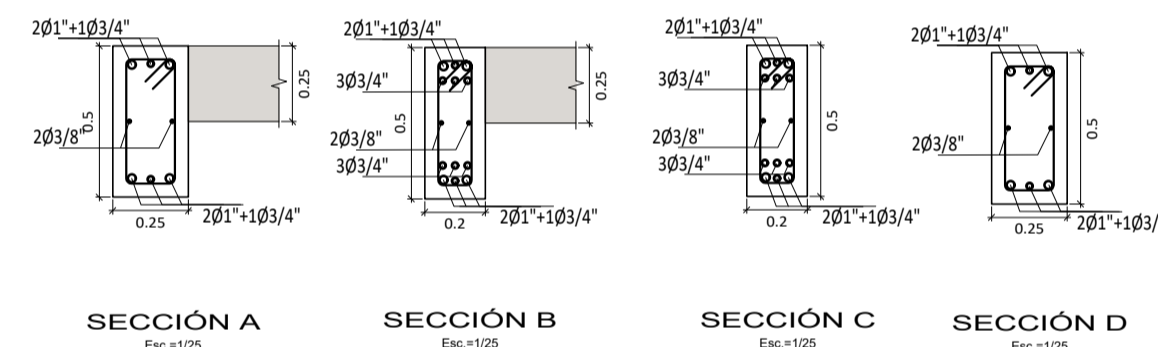
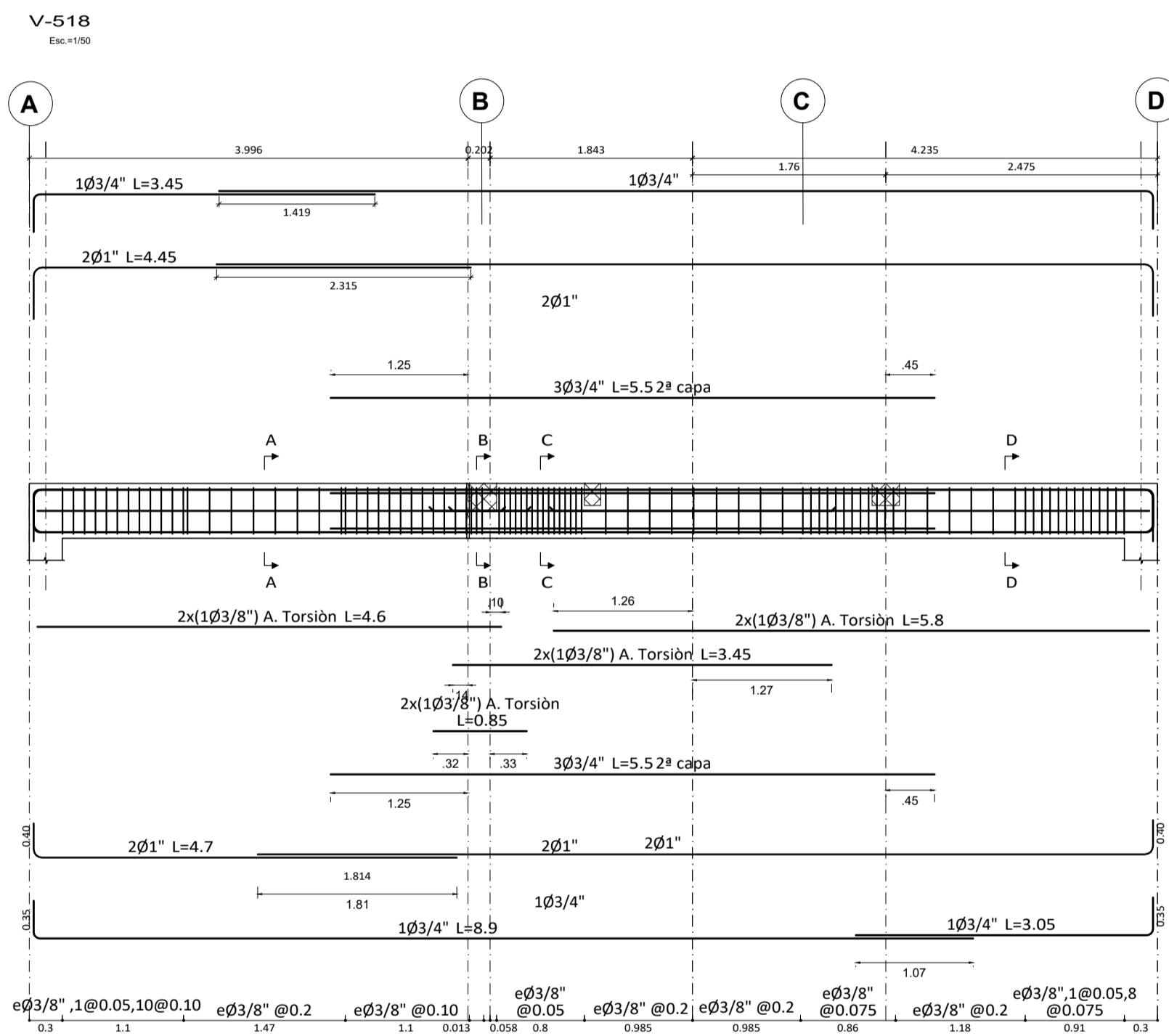
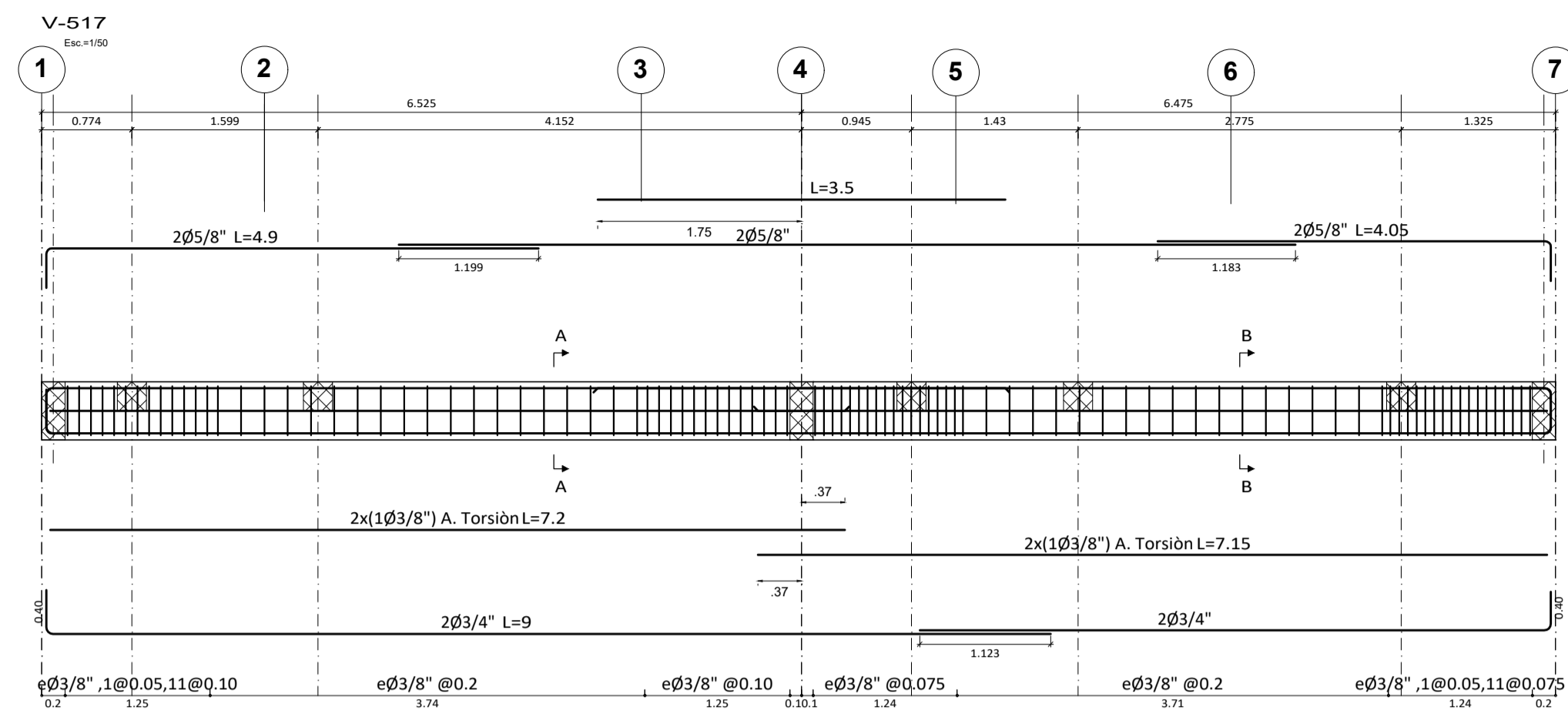
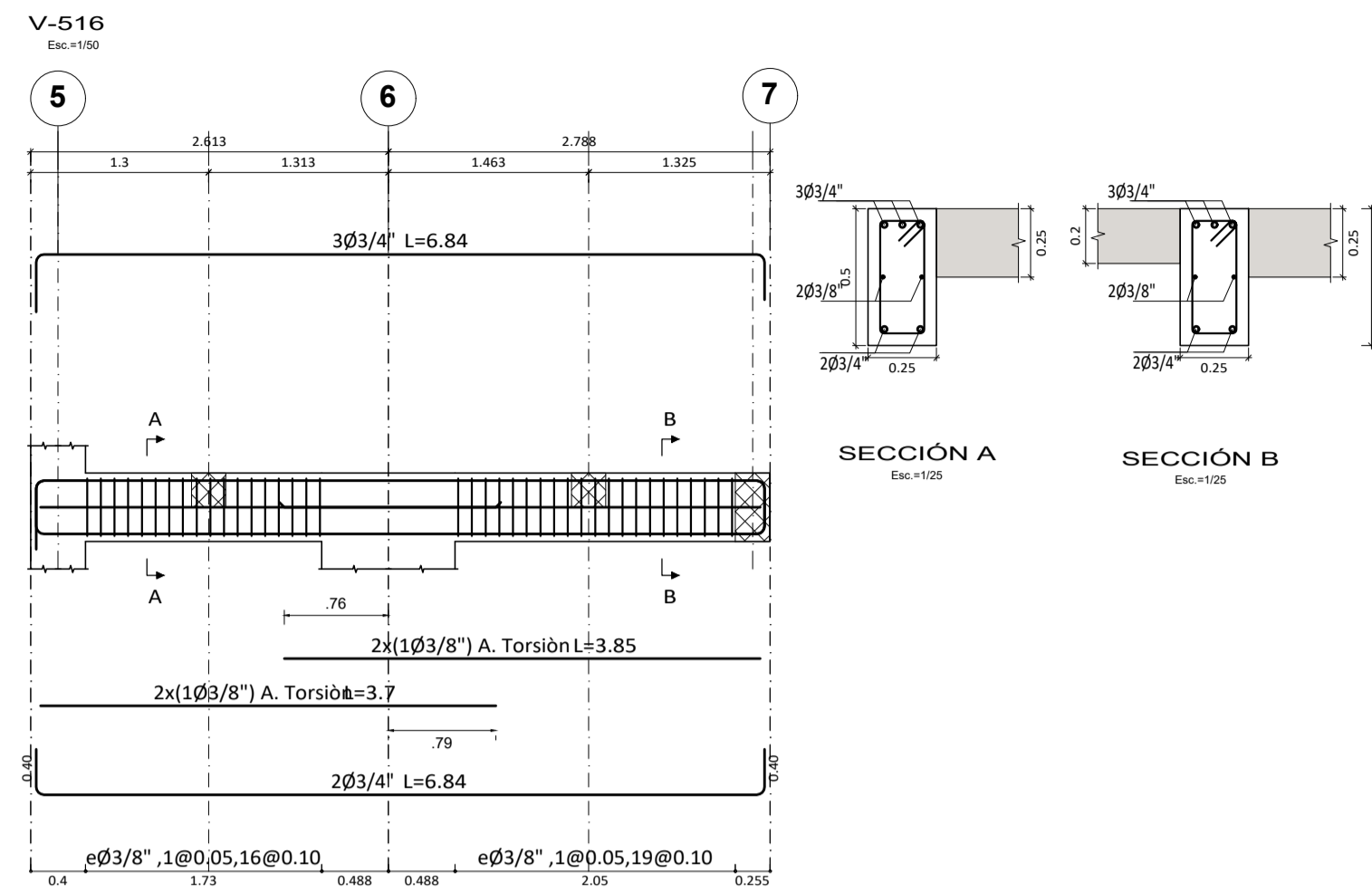
AZOTEA
Despiece de vigas
Hormigón: f'c=210
Acero en barras: Grado 60
Acero en estribos: Grado 60
Escala pórticos 1:50
Escala secciones 1:25
Escala huecos 1:25

NOTAS:
TODOS LOS DATOS RELATIVOS A LA GEOMETRÍA DE ESTE PROYECTO (COTAS, HUECOS, NIVELES, ETC.) SE VERIFICARÁN CON LOS PLANOS DE ARQUITECTURA.
EN CASO DE CONTRADICCIÓN ENTRE PLANOS DE ESTRUCTURA Y ARQUITECTURA, PREVALECEERÁN LOS PLANOS DE ESTRUCTURA.
LOS HUECOS EN EL FORJADO SE RESOLVERÁN CONFORME A PLANO DE DETALLES ESPECÍFICOS. EN CASO DE HUECOS NO PREVISTOS, SE CONSULTARÁ AL SUPERVISOR DE OBRA.
SE EMPLEARÁ CONCRETO f'c= 210 KG/CM² Y ACERO GRADO 60 fy= 4200 KG/CM² EN TODOS LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES, SALVO INDICACIÓN EXPRESA.

UCV UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

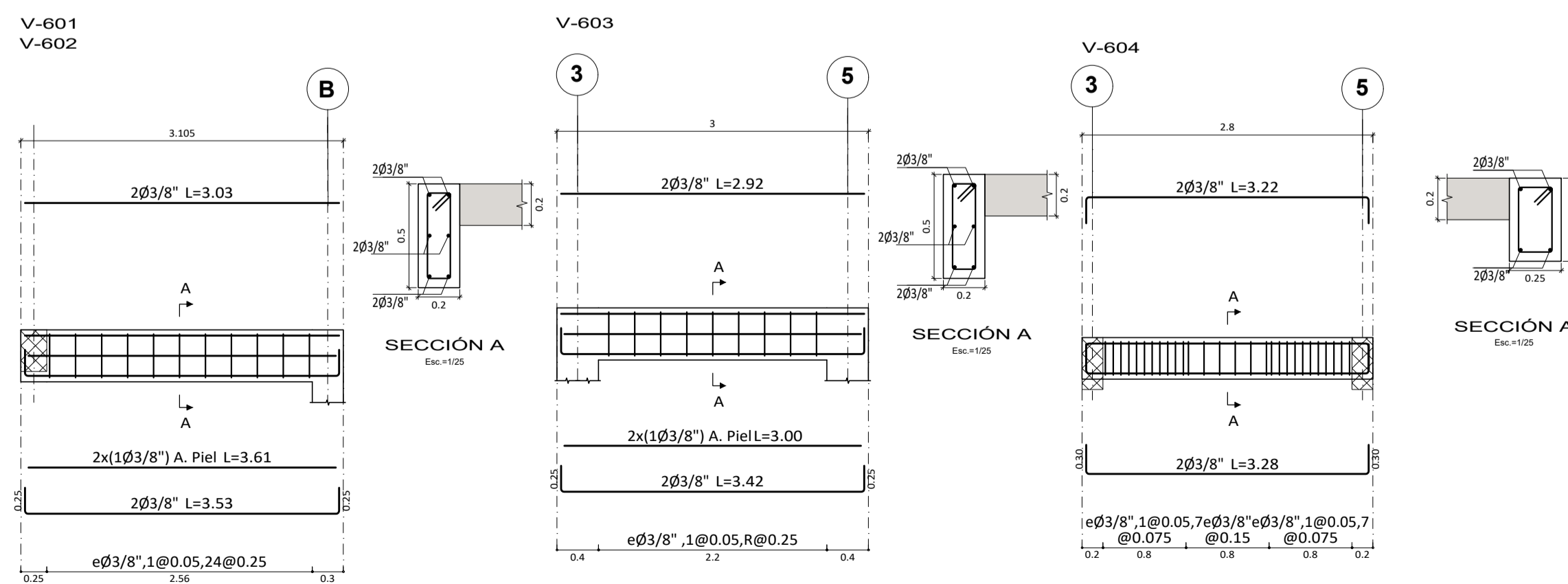
DISEÑO CON CYPCAD PARA LA GESTIÓN ESTRATÉGICA DE PROYECTOS EN EDIFICACIONES.

PLANO:	PLANO DE VIGAS TÍPICAS AZOTEA	LÁMINA N°:	E-08	
DISTRITO:	PIMENTEL	ASESOR:		Dr.Ing'. Walter Antonio Campos Ugaz.
PROVINCIA:	CHICLAYO	RESPONSABLE:		Bach. Saavedra Larreátegui Juan Carlos.
DEPARTAMENTO:	LAMBAYEQUE	FECHA:		2016
		ESCALA:		INDICADA



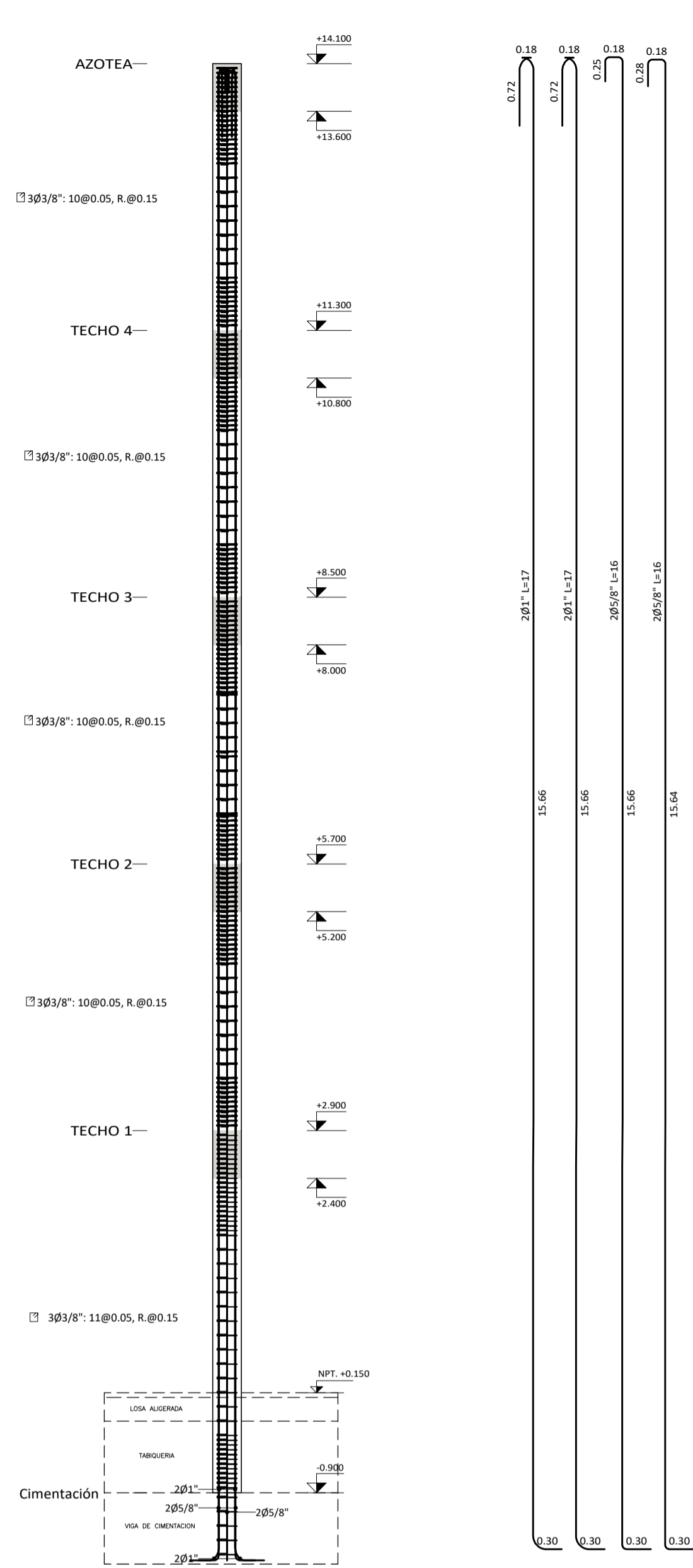
AZOTEA
 Despiece de vigas
 Hormigón: $f'c=210$
 Acero en barras: Grado 60
 Acero en estribos: Grado 60
 Escala pórticos 1:50
 Escala secciones 1:25
 Escala huecos 1:25

NOTAS:
 TODOS LOS DATOS RELATIVOS A LA GEOMETRIA DE ESTE PROYECTO (COTAS, HUECOS, NIVELES, ETC) SE VERIFICARÁN CON LOS PLANOS DE ARQUITECTURA.
 EN CASO DE CONTRADICCIÓN ENTRE PLANOS DE ESTRUCTURA Y ARQUITECTURA, PREVALECEERÁN LOS PLANOS DE ESTRUCTURA.
 LOS HUECOS EN EL FORJADO SE RESOLVERÁN CONFORME A PLANO DE DETALLES ESPECÍFICOS. EN CASO DE HUECOS NO PREVISTOS, SE CONSULTARÁ AL SUPERVISOR DE OBRA.
 SE EMPLEARÁ CONCRETO $f'c=210$ KG/CM² Y ACERO GRADO 60 $f_y=4200$ KG/CM² EN TODOS LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES, SALVO INDICACIÓN EXPRESA.

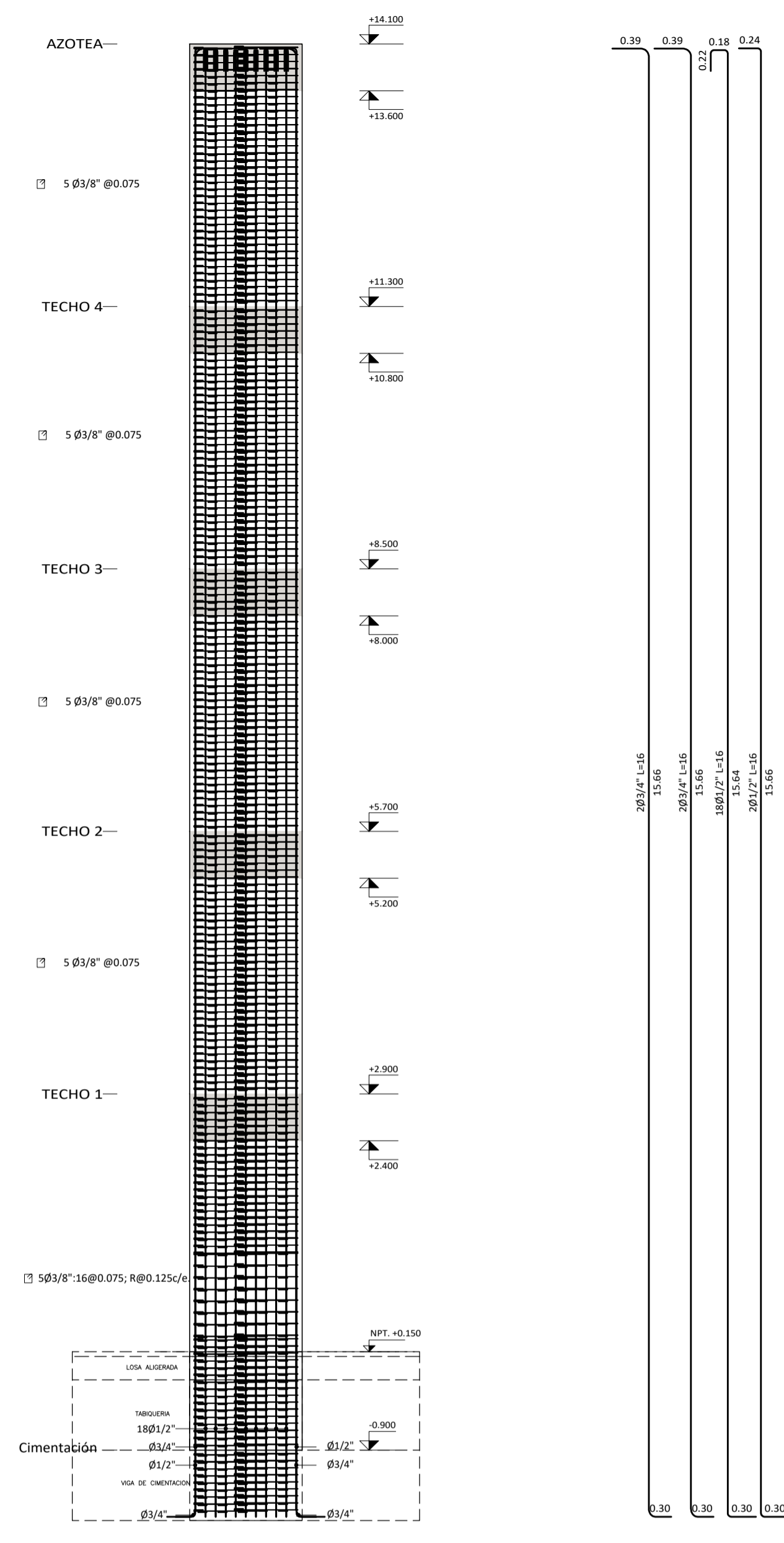


TANQUE ELEVADO
 Despiece de vigas
 Hormigón: $f'c=210$
 Acero en barras: Grado 60
 Acero en estribos: Grado 60
 Escala pórticos 1:50
 Escala secciones 1:25
 Escala huecos 1:25

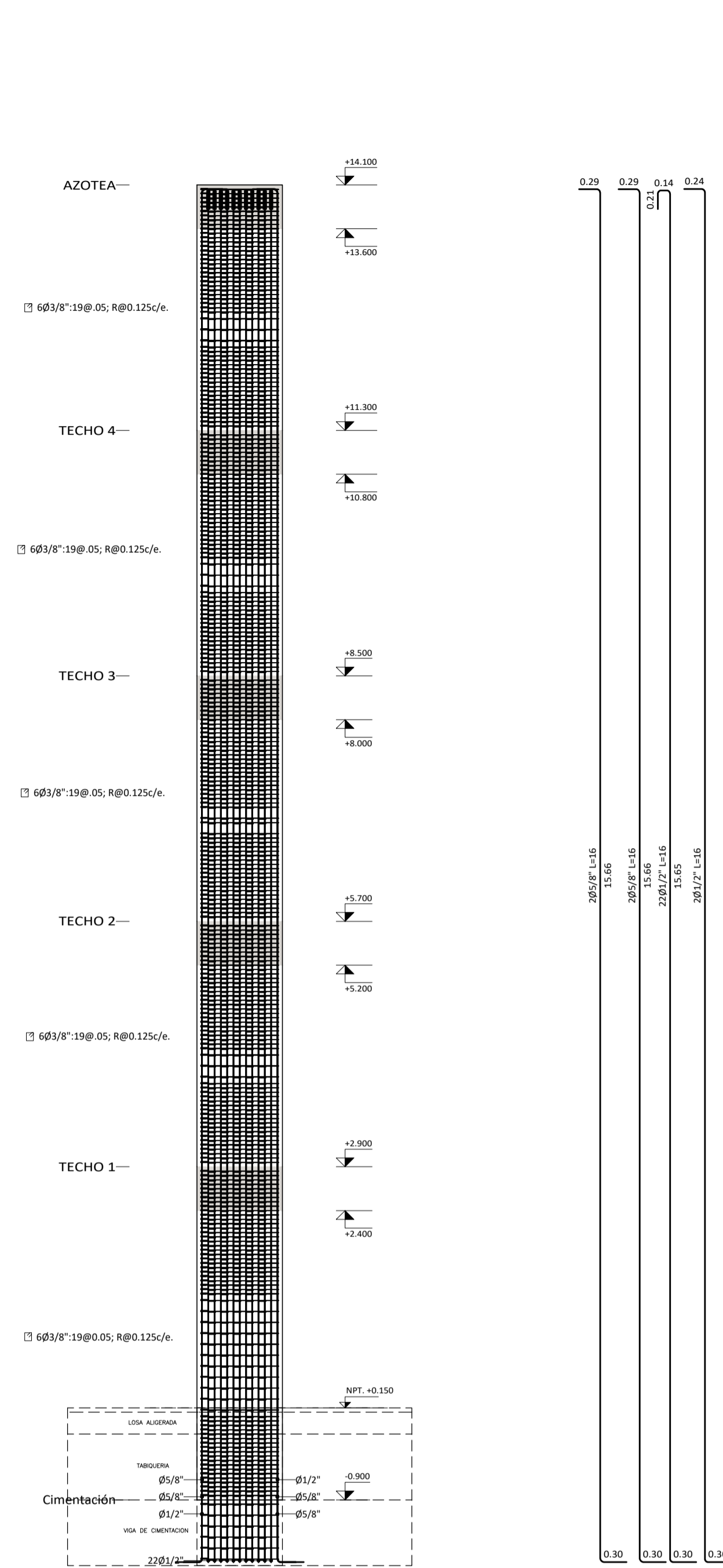
UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO	
DISEÑO CON CYPCAD PARA LA GESTIÓN ESTRATÉGICA DE PROYECTOS EN EDIFICACIONES.	
PLANO: PLANO DE VIGAS TÍPICAS AZOTEA Y TANQUE ELEVADO	LÁMINA: N°:
DISTRITO: PIMENTEL	ASESOR: Dr.Ing. Walter Antonio Campos Ugaz.
PROVINCIA: CHICLAYO	RESPONSABLE: Bach. Saavedra Larreátegui Juan Carlos.
DEPARTAMENTO: LAMBAYEQUE	DIBUJO: SLJC
FECHA: 2016	ESCALA: INDICADA



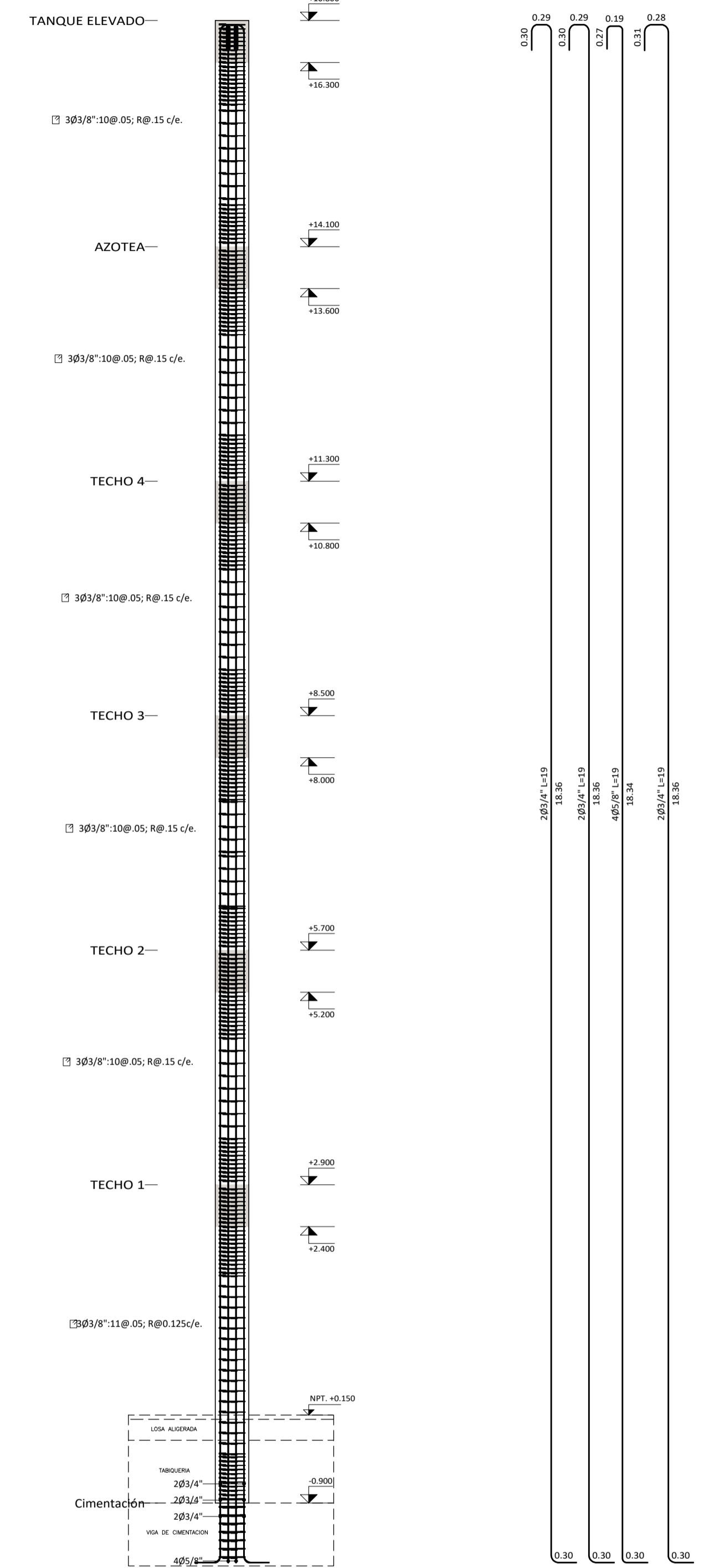
C - 1
ARRANQUE DE COLUMNAS EN CIMENTACIÓN
E_{esc.} = 1/50



C - 2
ARRANQUE DE COLUMNAS EN CIMENTACIÓN
E_{esc.} = 1/50



C - 3
ARRANQUE DE COLUMNAS EN CIMENTACIÓN
E_{esc.} = 1/50



C - 4
ARRANQUE DE COLUMNAS EN CIMENTACIÓN
E_{esc.} = 1/50

		CUADRO DE COLUMNAS			
		Concreto: f'c=210			
		C - 1	C - 2	C - 4	C - 3
TANQUE ELEVADO		↑	↑		↑
2ª PLANTA a 5ª AZOTEA					
1ª PLANTA					

NOTAS:

TODOS LOS DATOS RELATIVOS A LA GEOMETRÍA DE ESTE PROYECTO (COTAS, HUECOS, NIVELES, ETC.) SE VERIFICARÁN CON LOS PLANOS DE ARQUITECTURA.

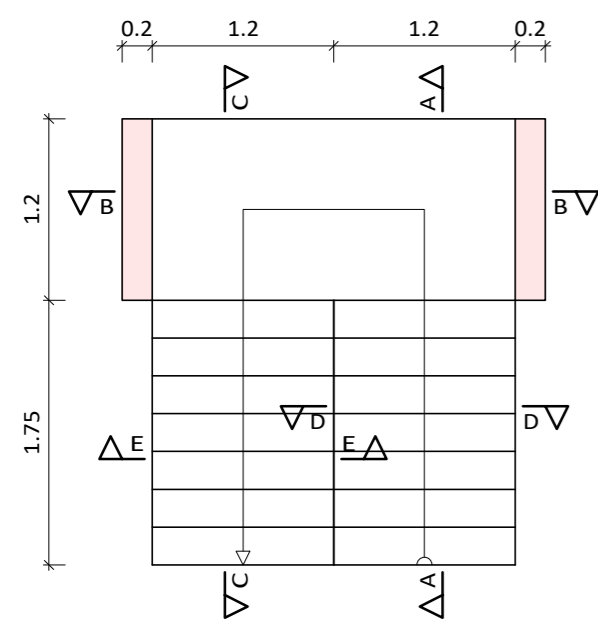
EN CASO DE CONTRADICCIÓN ENTRE PLANOS DE ESTRUCTURA Y ARQUITECTURA, PREVALECIERAN LOS DE ESTRUCTURA.

LOS HUECOS EN EL FORJADO SE RESOLVERÁN CONFORME A PLANO DE DETALLES ESPECÍFICOS. EN CASO DE HUECOS NO PREVISTOS, SE CONSULTARÁ AL SUPERVISOR DE OBRA.

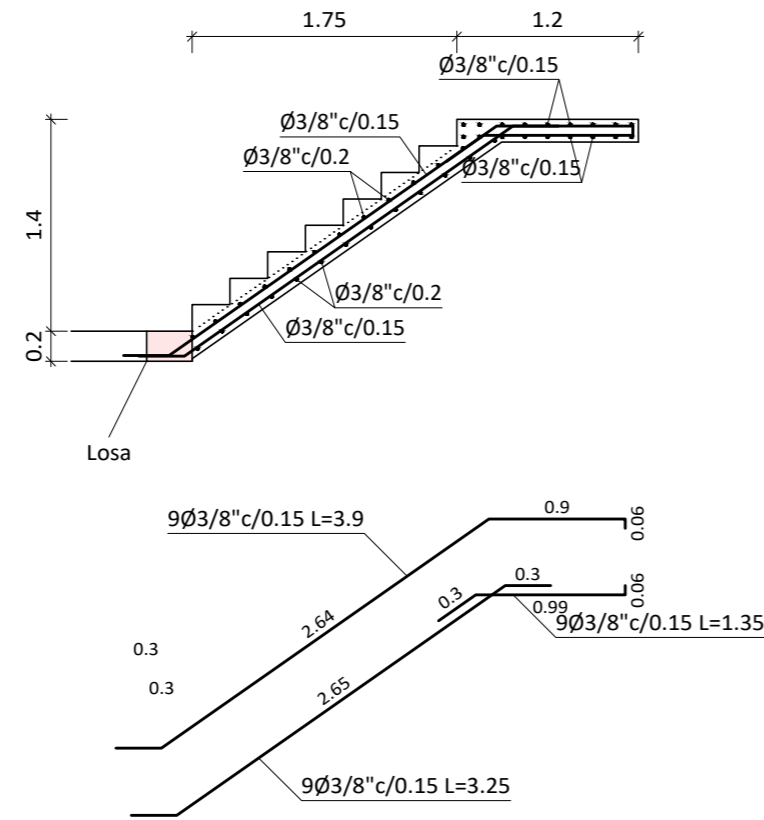
SE EMPLEARÁ CONCRETO f'c = 210 KG/cm² Y ACERO GRADO 60 f_y = 4200 kg/cm² EN TODOS LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES, SALVO INDICACIÓN EXPRESA.

Pilares que nacen en TECHO 1 y mueren en TANQUE ELEVADO
Concreto: f'c=210
Acero en barras: Grado 60
Acero en estribos: Grado 60

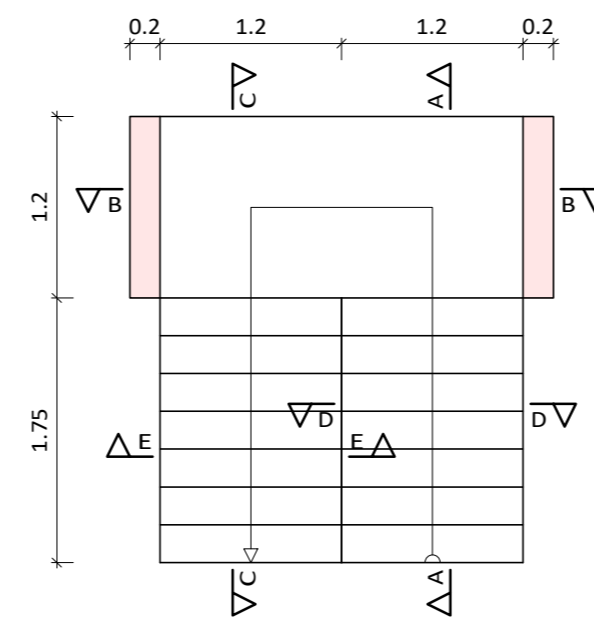
UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO	
TÍTULO: DISEÑO CON CYPCAD PARA LA GESTIÓN ESTRATÉGICA DE PROYECTOS EN EDIFICACIONES.	
PLANO :	ESTRUCTURA DE COLUMNAS
DISTRITO:	PIMENTEL
PROVINCIA:	CHICLAYO
DEPARTAMENTO:	LAMBAYEQUE
ASESOR:	Dr.Ing'. Walter Antonio Campos Ugaz.
RESPONSABLE:	Bach. Saavedra Larreátegui Juan Carlos.
DIBUJO:	SLJC
FECHA:	2016
ESCALA:	INDICADA



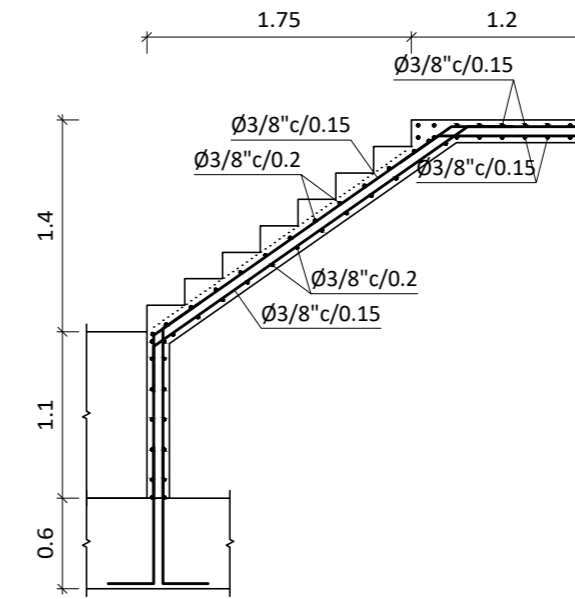
**TRAMO II
PLANTA DE ESCALERA 1**
Esc.=1/50



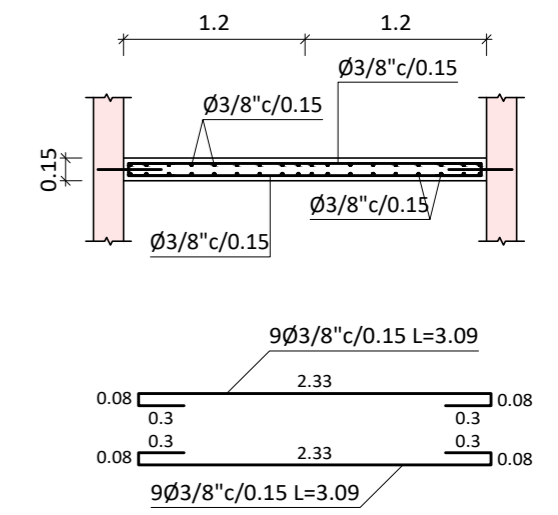
Sección A-A
Esc.=1/50



**TRAMO I
PLANTA DE ESCALERA 1**
Esc.=1/50

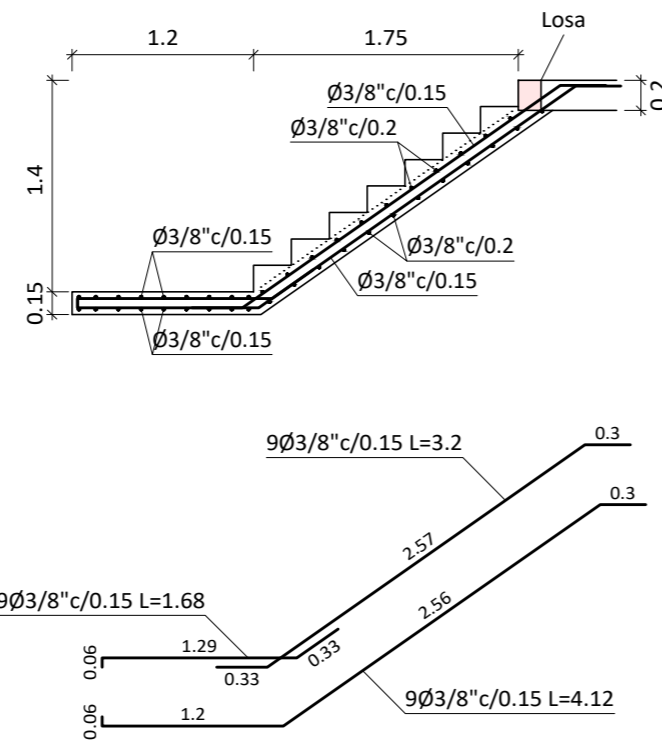


Sección A-A
Esc.=1/50



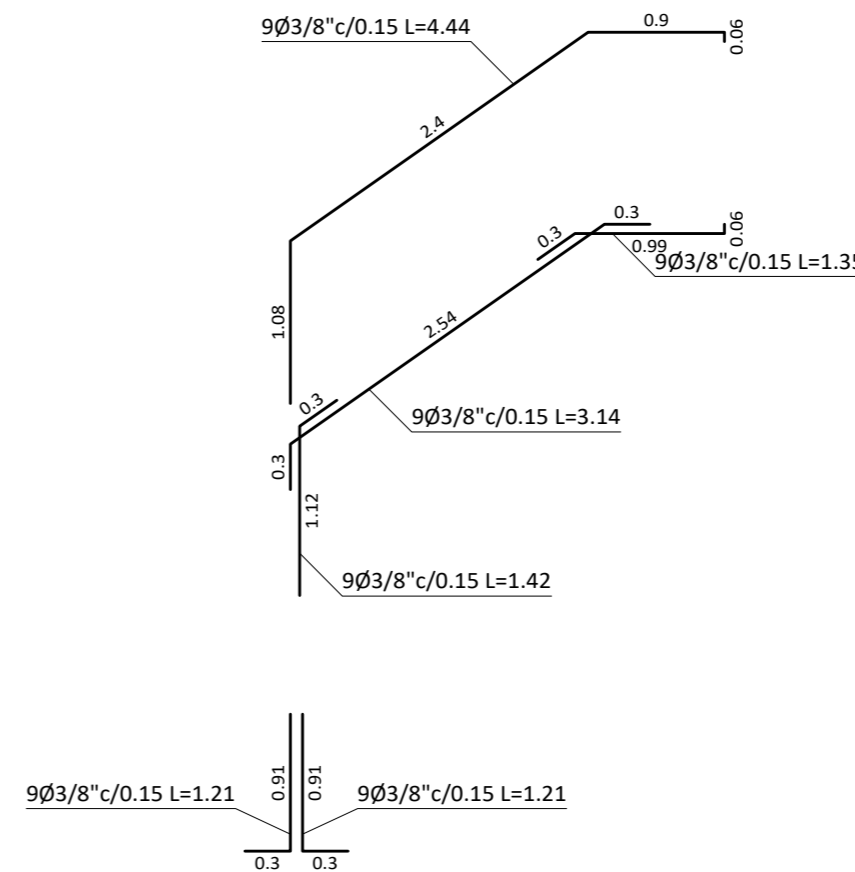
Sección B-B
Esc.=1/50

Tramo 2	
Geometría	
Ámbito	1.200 m
Espesor	0.15 m
Paso	0.250 m
ContraPaso	0.175 m
Desnivel que salva	2.80 m
Nº de escalones	16
Tramos consecutivos iguales 4	
Planta final	AZOTEA
Planta inicial	TECHO 1
Cargas	
Peso propio	0.375 t/m2
Peldañeado (Hormigonado con la losa)	0.179 t/m2
Solado	0.100 t/m2
Barandillas	0.300 t/m
Sobrecarga de uso	0.200 t/m2
Materiales	
Hormigón	f'c=210
Acero	Grado 60
Rec. geométrico	3.0 cm

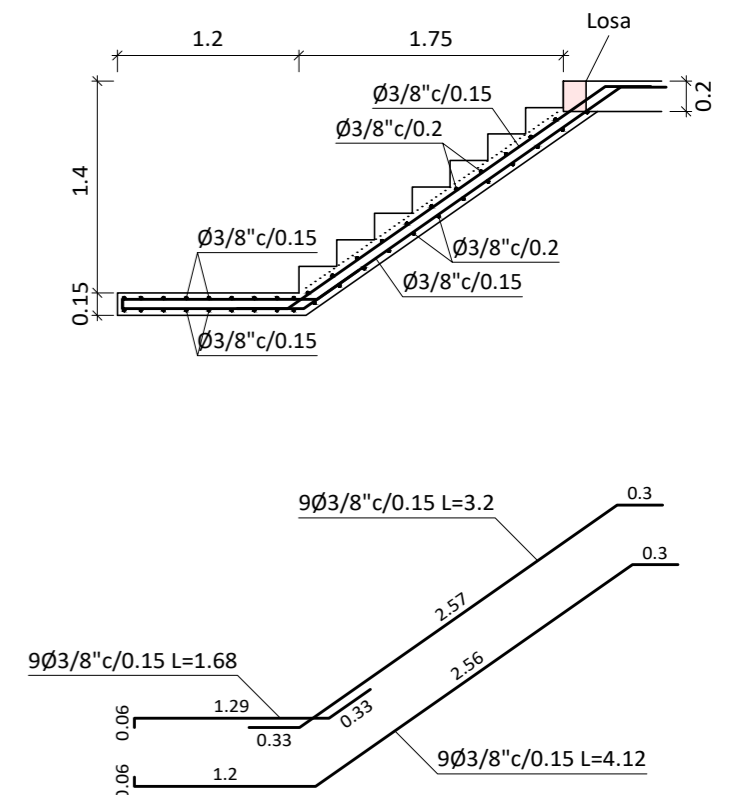


Sección C-C
Esc.=1/50

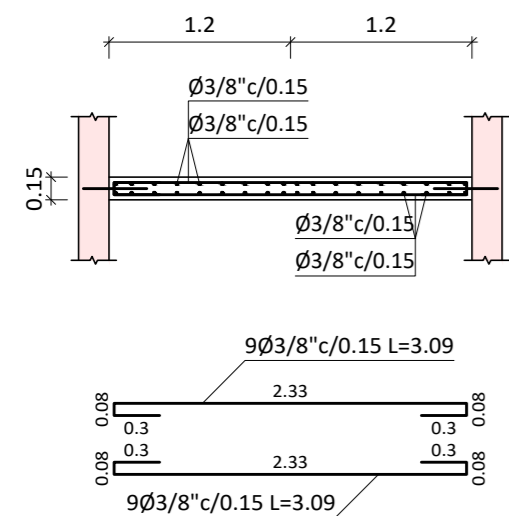
Tramo 1	
Geometría	
Ámbito	1.200 m
Espesor	0.15 m
Paso	0.250 m
ContraPaso	0.175 m
Desnivel que salva	3.90 m
Nº de escalones	16
Planta final	TECHO 1
Planta inicial	Cimentación
Cargas	
Peso propio	0.375 t/m2
Peldañeado (Hormigonado con la losa)	0.179 t/m2
Solado	0.100 t/m2
Barandillas	0.300 t/m
Sobrecarga de uso	0.200 t/m2
Materiales	
Hormigón	f'c=210
Acero	Grado 60
Rec. geométrico	3.0 cm



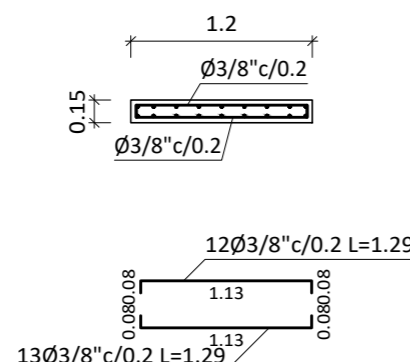
Sección A-A
Esc.=1/50



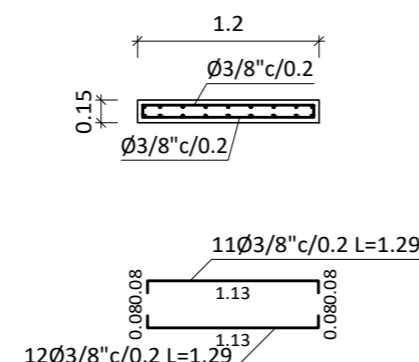
Sección C-C
Esc.=1/50



Sección B-B
Esc.=1/50



Sección D-D
Esc.=1/50



Sección E-E
Esc.=1/50

Resumen Acero	Long. total (m)	Peso+10% (kg)
Escalera CIMENTACION	1431.7	881
Grado 60 Ø3/8"		

UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

TESIS:

DISEÑO CON CYPECAD PARA LA GESTIÓN ESTRATÉGICA DE PROYECTOS EN EDIFICACIONES.

PLANO : ESTRUCTURAS DE ESCALERAS		LAMINA N°:	
DISTRITO: PIMENTEL	ASESOR: Dr.Ing'. Walter Antonio Campos Ugaz.	E-11	
PROVINCIA: CHICLAYO	RESPONSABLE: Bach. Saavedra Larreátegui Juan Carlos.		
DEPARTAMENTO: LAMBAYEQUE	DIBUJO: SLJC FECHA: 2016 ESCALA: INDICADA		

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.

- CONCRETO :**
- LOSA DE CIMENTACION.- $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$.
 - VIGAS DE CIMENTACION.- $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$.
 - MUROS, CAPITALES COLUMNAS (hasta el primer techo).- $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$.
 - LOSAS Y VIGAS DE ENTREPISO (hasta nivel de aislamiento).- $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$.
 - MUROS Y COLUMNAS (de 1' techo hacia arriba).- $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$.
 - LOSAS Y VIGAS DE ENTREPISO (de 1' techo hacia arriba).- $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$.
- ACERO : (ASTM A-615)**
- Varillas corrugadas en su totalidad: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- CARGA ADMISIBLE DEL TERRENO :**
- Resistencia del Terreno $\sqrt{s} = 0.80 \text{ Kg/cm}^2$.
- RECUBRIMIENTOS LIBRES :**
- Losas de entrepiso : 2.0 cms.
 - Placas : 3.0 cms.
 - Columnas y vigas peraltadas : 4.0 cms.
 - Losa de cimentación : 7.0 cms.
 - Muros:
 - Cara llenada contra el terreno : 7.0 cms.
 - Cara encofrada : 2.0 cms.
- CARGAS PERMANENTES :**
- Piso terminado y cielo raso : 100 Kg/m².
 - Peso específico albañilería hueca, de 18 huecos: 1350 Kg/m³.
- SOBRECARGAS .**
- Carga viva en viviendas : 200 Kg/m².

- IMPORTANTE :

- 1.- Toda superficie de concreto en contacto con agua deberá ser impermeabilizada. Usar Sika N°1 o similar.
- 2.- En las uniones, cuando se intersecten los refuerzos longitudinales de viga y columna, las varillas de las vigas deberán ser grifadas ligeramente, para mantener la posición del acero de las columnas.
- 3.- Vibrar el concreto con vibradora de aguja. Seguir las especificaciones del fabricante.
- 4.- Todas las medidas están dadas en metros salvo indicación.
- 5.- Curar el concreto por vía húmeda. Se recomienda el uso de un sellador en el concreto de elementos estructurales para impedir la oxidación de la armadura.
- 6.- Para el trazado y dimensiones ver planos de Arquitectura.
- 7.- Si existiera variación en obra de dimensiones, materiales u otro comunicar al calculista.

- NOTAS RESPECTO A LA CIMENTACIÓN:

- 1.- No debe cimentarse sobre turba, suelo orgánico, tierra vegetal, desmonte, relleno sanitario o relleno artificial. Estos materiales inadecuados deberán ser removidos en su totalidad antes de construir la edificación y ser reemplazados con materiales adecuados debidamente COMPACTADOS (Rellenos de Ingeniería).
- 2.- Se cimentará sobre terreno de buena calidad, en caso de no encontrar la resistencia requerida se tendrá que realizar un mejoramiento de suelo a cargo del profesional responsable.

NOTAS:

TODOS LOS DATOS RELATIVOS A LA GEOMETRÍA DE ESTE PROYECTO (COTAS, HUECOS, NIVELES, ETC.) SE VERIFICARÁN CON LOS PLANOS DE ARQUITECTURA.

EN CASO DE CONTRADICCIÓN ENTRE PLANOS DE ESTRUCTURA Y ARQUITECTURA, PREVALECEERÁN LOS PLANOS DE ESTRUCTURAS.

LOS HUECOS EN EL FORJADO SE RESOLVERÁN CONFORME A PLANO DE DETALLES ESPECÍFICOS. EN CASO DE HUECOS NO PREVISTOS, SE CONSULTARÁ AL SUPERVISOR DE OBRA.

SE EMPLEARÁ CONCRETO $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ Y ACERO GRADO 60 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ EN TODOS LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES, SALVO INDICACIÓN EXPRESA.

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION

De acuerdo con la Norma Técnica de edificaciones E-050 "Suelos y Cimentación", la siguiente información deberá transcribirse en los planos de cimentación. Esta información no es limitativa, y deberá cumplirse con todo lo especificado en el Estudio de Suelos y en el Reglamento Nacional de edificaciones.

Tipo de Cimentación: Losas de cimentación

Estrato de Apoyo de la Cimentación: Arcillas

Parámetros de Diseño de la Cimentación:

Profundidad de Cimentación: 1.50 m desde la cota 0.00

Presión Admisible: 0.80 Kg./cm²

Factor de Seguridad por Corte: Mayor a 3.

Asentamiento diferencial máximo aceptable: -

Agresividad del suelo a la Cimentación: -

Recomendaciones adicionales: No debe cimentarse sobre turba, suelo orgánico, tierra vegetal, desmonte, relleno sanitario o relleno artificial y estos materiales inadecuados deberán ser removidos en su totalidad, antes de construir la edificación y mejorarse el suelo según el profesional responsable.

Armado del Acero

- 1.- Todos los estribos de los elementos verticales que no se detallan serán estribos cerrados y se espaciarán 1@0.05, 6@.10, 4@.15, Rto.@.25.

Ladrillo de Techo

- 1.- No se permite ladrillo de techo con aberturas a las zonas de vacado de concreto. Estos ladrillos deberán ser sellados con mezcla.

Curado de Placas y Columnas

- 1.- Se utilizará membranas para mantener la humedad necesaria.

Curado de Losas

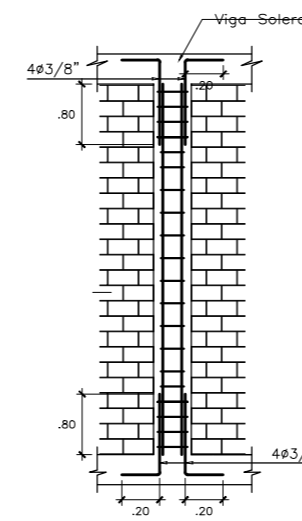
- 1.- Se curará bajo agua durante siete (7) días.

PARÁMETROS SISMO-RESISTENTES

A.- Sistema Estructural Sismo-Resistente: Dual en X y Muros estructurales en Y

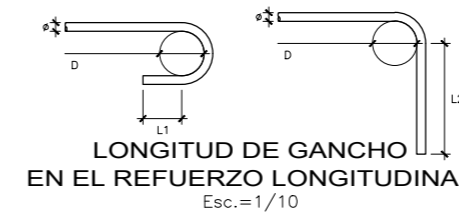
B.- Parámetros Para Definir Fuerza Sísmica:

ESPECTRO DE DISEÑO BLOQUE A			
Z	0.45	Factor de Zona	Chilayo
S	1.10	Factor de Suelo	Arcillas
Tp	1.00	Período de plataforma	Arcillas
Ti	1.60	Período de quiebre	Arcillas
U	1.0	Factor de Uso	Vivienda
Rx	7.00	Coefficiente de Reducción	Dual
Ry	6.00	Coefficiente de Reducción	Muros estructurales
DESPLAZAMIENTOS (cm)			
Desplaz. Relativo Máx. Admisible en X-X			0.007
Desplaz. Relativo Máx. en X-X			0.00617
Desplaz. Relativo Máx. Admisible en Y-Y			0.007
Desplaz. Relativo Máx. en Y-Y			0.00694
Desplazamiento Último Nivel X			88.68 mm.
Desplazamiento Último Nivel Y			106.42 mm.

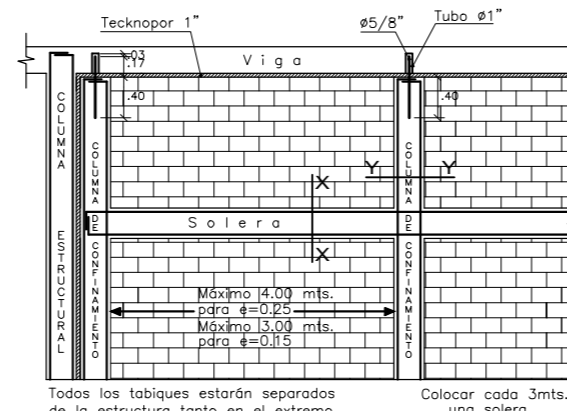


ELEVACIÓN DE COLUMNAS AMARRE CA-1

Ø	D	L1 (Min.)	L2 (Min.)
3/8"	5 cm.	7 cm.	12 cm.
1/2"	7 cm.	7 cm.	15 cm.
5/8"	8 cm.	7 cm.	20 cm.
3/4"	12 cm.	8 cm.	23 cm.
1"	16 cm.	10 cm.	30 cm.



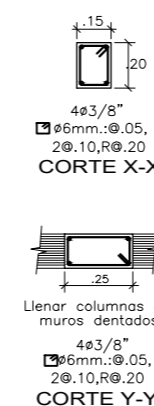
LONGITUD DE GANCHO EN EL REFUERZO LONGITUDINAL



Todos los tabiques estarán separados de la estructura tanto en el extremo superior como en los laterales. Colocar cada 3mts. una solera.

CONFINAMIENTO DE TABIQUES

Los Tabiques podrán ser de Ladrillos KK 18 Huecos, u otros Tipo Placa P-7 Deberán tener columna de confinamiento CA-1, en los extremos, intersección de Tabiques o estar separados max. 3.00

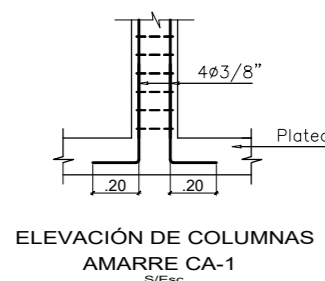


CORTE X-X
CORTE Y-Y

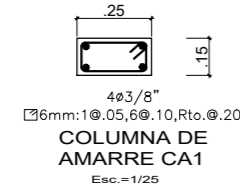
COLUMNA DE AMARRE (CA-1)

NOTA:

- 1) columna de amarre de muros de ladrillo colocarlas espaciadas entre 2.50 y 4.00 mt. y en las esquinas principales, se anclan en las losas existentes.
- 2) dejar anclajes en el encuentro de muros de albañilería con columnas y muros estructurales, alambre # 8 cada 3 hiladas.
- 3) vacear las CA-1 despues de siete (7) días de desencofrado los techos



ELEVACIÓN DE COLUMNAS AMARRE CA-1



COLUMNA DE AMARRE CA1

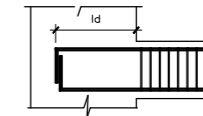


COLUMNA DE AMARRE CA2

Ø	Le (cms.)
3/8"	55
1/2"	73
5/8"	90
3/4"	110
1"	180

NOTA
Empalmar en diferentes partes tratando de empalmar fuera de la zona de confinamiento

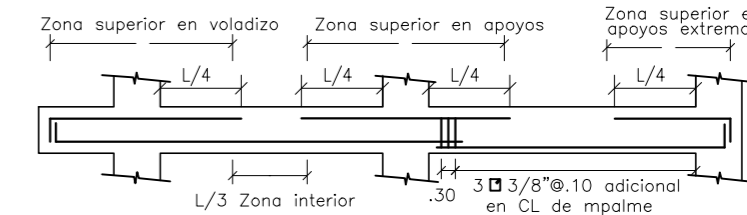
LONGITUD DE EMPALMES EN COLUMNA



Díámetro	ld tracción	ld (*) tracción Barras Sup.
3/8"	30	42
1/2"	32	45
5/8"	40	56
3/4"	50	70
1"	90	125

LONGITUDES DE ANCLAJE

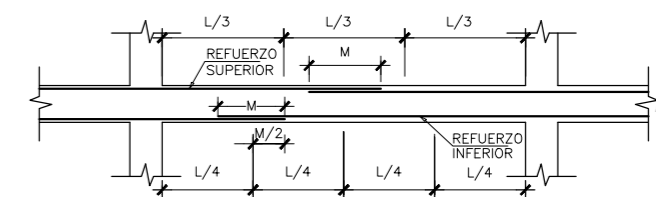
(*) Barras Sup. : Barras Horizontales que tengan por debajo más de 30 cm. de Concreto Fresco.



ZONAS EN LAS QUE NO DEBEN HACERSE EMPALMES

REGLAMENTO Y NORMAS UTILIZADAS

- Reglamento Nacional de edificaciones.
- Normas E-020, E-030, E-050, E-060 y E-070.



VARILLAS	VALORES DE M PARA 50% O MENOS DE VARILLAS CORTADAS (*)	
	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
Ø	H=CUALQ.	H<= .30 m H>.30 m
3/8"	40	40 55
1/2"	45	45 60
5/8"	55	55 75
3/4"	65	65 90
1"	115	115 165

(*) En caso de cortar el 100 % de Varillas incrementar la longitud de mpalme a 60 %

EMPALMES EN VIGAS LOCALIZACION Y LONGITUD

NOTA:

-VERIFICAR DIMENSIONES EN PLANOS DE ARQUITECTURA.



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

DISEÑO CON CYPECAD PARA LA GESTIÓN ESTRATÉGICA DE PROYECTOS EN EDIFICACIONES.

PLANO :	DETALLES GENERALES DE CIMENTACIÓN Y ESTRUCTURAS			LAMINA N°:
DISTRITO:	PIMENTEL	ASESOR:	Dr.Ing'. Walter Antonio Campos Ugaz.	
PROVINCIA:	CHICLAYO	RESPONSABLE:	Bach. Saavedra Larreátegui Juan Carlos.	
DEPARTAMENTO:	LAMBAYEQUE	DIBUJO:	SLJC	FECHA: 2016 ESCALA: INDICADA